

ERSD 2018

KỶ YẾU

**HỘI NGHỊ TOÀN QUỐC
KHOA HỌC TRÁI ĐẤT VÀ TÀI NGUYÊN
VỚI PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG**

Hà Nội, 07 - 12 - 2018

NHỮNG TIẾN BỘ TRONG XÂY DỰNG



Nha xuất bản giao thông vận tải

**HỘI NGHỊ KHOA HỌC TOÀN QUỐC
KHOA HỌC TRÁI ĐẤT VÀ TÀI NGUYÊN
VỚI PHÁT TRIỂN BỀN VỮNG (ERSD 2018)**

BAN TỔ CHỨC

Trưởng ban:	PGS.TS Lê Hải An	
Phó trưởng ban:	GS.TS Trần Thanh Hải	
	GS.TS Bùi Xuân Nam	
Ủy viên:	GS.TS Nhữ Văn Bách	PGS.TS Nguyễn Như Trung
	GS.TS Võ Trọng Hùng	TS Đào Duy Anh
	GS.TS Võ Chí Mỹ	TS Nguyễn Xuân Anh
	GS.TS Trần Văn Trị	ThS Phạm Văn Chinh
	PGS.TS Đoàn Văn Cảnh	ThS Phạm Chân Chính
	PGS.TS Đỗ Cảnh Dương	TS Trần Quốc Cường
	PGS.TS Phùng Mạnh Đắc	TS Nguyễn Đại Đồng
	PGS.TS Nguyễn Quang Minh	TS Trịnh Hải Sơn
	PGS.TS Nguyễn Xuân Thảo	TS Lê Ái Thu
	PGS.TS Tạ Đức Thịnh	TS Phạm Quốc Tuấn

BAN BIÊN TẬP

Trưởng ban:	GS.TS Trần Thanh Hải	
Phó trưởng ban:	PGS.TS Nguyễn Quang Minh	
Ủy viên:	PGS.TS Vũ Đình Hiếu	TS Lê Quang Duyên
	PGS.TSKH Hà Minh Hòa	TS Bùi Văn Đức
	PGS.TS Lê Văn Hưng	TS Nguyễn Hoàng
	PGS.TS Nguyễn Quang Luật	TS Phùng Quốc Huy
	PGS.TS Phạm Xuân Núi	TS Nguyễn Thạc Khánh
	PGS.TS Khổng Cao Phong	TS Nguyễn Quốc Phi
	PGS.TS Nguyễn Hoàng Sơn	TS Vũ Minh Ngạn
	PGS.TS Lê Công Thành	TS Phí Trường Thành
	PGS.TS Ngô Xuân Thành	TS Dương Thành Trung
	TS Lê Hồng Anh	

LỜI NÓI ĐẦU

Được phép của Bộ Giáo dục và Đào tạo và sự ủng hộ rộng rãi của các tổ chức khoa học và công nghệ trên toàn quốc, Hội nghị Toàn quốc “Khoa học Trái đất và Tài nguyên với Phát triển bền vững - ERSD 2018” được tổ chức tại Trường Đại học Mở - Địa chất (HUMG) với sự tham gia và phối hợp tổ chức của nhiều đơn vị quản lý, nghiên cứu khoa học, đào tạo và sản xuất có uy tín gồm Trường Đại học Mở - Địa chất, Tập đoàn Công nghiệp Than - Khoáng sản Việt Nam, Tổng cục Địa chất và Khoáng sản Việt Nam, Tổng hội Địa chất Việt Nam, Cục Đo đạc, Bản đồ và Thông tin địa lý Việt Nam, Hội Cơ học đá Việt Nam, Hội Địa chất Thủy văn Việt Nam, Hội Địa chất Công trình và Môi trường Việt Nam, Hội Khoa học Công nghệ Mở Việt Nam, Hội Kỹ thuật Nổ mìn Việt Nam, Hội Công nghệ khoan - Khai thác Việt Nam, Hội Trắc địa - Bản đồ - Viễn thám Việt Nam, Viện Địa chất thuộc Viện Hàn lâm KHCN Việt Nam, Viện Địa chất và Địa vật lý biển thuộc Viện Hàn lâm KHCN Việt Nam, Viện Khoa học Công nghệ Mở - VINACOMIN, Viện Khoa học Địa chất và Khoáng sản, và Viện Vật lý địa cầu thuộc Viện Hàn lâm KHCN Việt Nam. Hội nghị nhằm tạo một diễn đàn để các nhà khoa học, chuyên gia và các nhà quản lý giới thiệu những kết quả nghiên cứu khoa học mới, trao đổi thông tin, thảo luận và đề xuất các ý tưởng, hướng nghiên cứu mới, nhằm nâng cao chất lượng công tác đào tạo và nghiên cứu khoa học, chuyển giao công nghệ và phục vụ phát triển kinh tế - xã hội, hướng tới hội nhập quốc tế và phát triển bền vững đối với Khoa học Trái đất và Tài nguyên thiên nhiên và nhiều lĩnh vực khoa học khác có liên quan như Cơ - Điện, Công nghệ Thông tin, Xây dựng,...

Trong quá trình tổ chức Hội nghị, Ban Tổ chức Hội nghị đã nhận được rất nhiều sự quan tâm của các nhà khoa học, nhà quản lý trong và ngoài nước, trong đó có hơn 300 báo cáo và tóm tắt báo cáo khoa học được gửi tới Ban biên tập. Trên cơ sở đó, Ban Biên tập đã tuyển chọn được 234 báo cáo có chất lượng, phản ánh những kết quả nghiên cứu khoa học công nghệ mới nhất thuộc nhiều lĩnh vực khác nhau liên quan tới các chủ đề của Hội nghị. Các thông tin khoa học mới được trình bày tại Hội nghị được đăng trong Tuyển tập tóm tắt các báo cáo và Tuyển tập các báo cáo toàn văn của Hội nghị, trong đó toàn bộ thông tin khoa học về hội nghị được ghi trong đĩa CD. Riêng tuyển tập báo cáo toàn văn được in thành 16 tập, mỗi tập ứng với một chủ đề khoa học sau:

1. Địa chất và Tài nguyên địa chất
2. Địa chất công trình - Địa chất thủy văn
3. Công nghệ kỹ thuật mới trong xử lý môi trường
4. Quản lý Tài nguyên và Môi trường
5. Sinh thái môi trường và Phát triển bền vững
6. Những tiến bộ trong Khai thác mỏ
7. Những tiến bộ trong Tuyển khoáng
8. Những tiến bộ trong Xây dựng công trình ngầm
9. Những tiến bộ trong Vật liệu và Kết cấu xây dựng
10. Kỹ thuật Dầu khí tích hợp
11. Trắc địa cao cấp và Quan trắc địa động lực
12. Công nghệ viễn thám và dữ liệu không gian
13. Công nghệ thông tin và ứng dụng
14. Kỹ thuật Điện và Điện tử
15. Kỹ thuật điều khiển và Tự động hóa
16. Kỹ thuật Cơ khí và Động lực

Ban tổ chức xin trân trọng cảm ơn Trường Đại học Mở - Địa chất, với tư cách là đơn vị đăng cai và chủ trì Hội nghị, cùng các đơn vị đồng tổ chức đã hợp tác và góp phần quan trọng vào sự thành công của Hội nghị này. Cảm ơn các nhà khoa học đã đóng góp các công trình khoa học cho Hội nghị và đặc biệt là các chuyên gia đã tham gia biên tập để nâng cao chất lượng của báo cáo khoa học.

Mặc dù đã cố gắng biên tập để đảm bảo chất lượng của các báo cáo khoa học nhưng không thể tránh khỏi các lỗi kỹ thuật trong các báo cáo, rất mong nhận được sự cảm thông của tác giả báo cáo và bạn đọc. Ban tổ chức mong muốn tiếp tục nhận được sự hợp tác chặt chẽ và góp ý chân thành của các đơn vị và cá nhân đối với việc tổ chức và biên tập, xuất bản các kết quả khoa học của Hội nghị nhằm nâng cao chất lượng của các hội nghị tiếp theo và góp phần thúc đẩy sự phát triển bền vững của các hoạt động nghiên cứu khoa học, chuyển giao công nghệ thuộc các lĩnh vực Khoa học Trái đất và Tài nguyên và các lĩnh vực khoa học khác có liên quan

THAY MẶT BAN TỔ CHỨC

MỤC LỤC

TIỂU BAN NHỮNG TIẾN BỘ TRONG XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH NGẦM

Nghiên cứu ảnh hưởng của kích thước tấm đệm neo đến sự phân bố ứng suất và biến dạng trong tấm đệm <i>Đào Việt Đoàn</i>	1
Về vấn đề khai thác xuống sâu và những thách thức của ngành than Việt Nam <i>Đào Việt Đoàn</i>	7
Estimating the Radial Displacement on the Tunnel boundary within Efficient Working Area of Rock Tunnelling Quality Index (Q-system) <i>Van Diep Dinh, Ngọc Anh Do, Amund Bruland</i>	14
Nghiên cứu đề xuất tiêu chuẩn kiểm định kết cấu chống linh hoạt bằng thép áp dụng trong các mỏ hầm lò vùng than Quảng Ninh <i>Khiếu Thị Hà, Đào Việt Đoàn</i>	21
Lựa chọn công nghệ thi công phù hợp nâng cao tốc độ đào lò đá cho công ty than Nam Mẫu - TKV <i>Ngô Doãn Hào</i>	28
Nghiên cứu ảnh hưởng của góc nghiêng và chiều dày lớp đá xung quanh thành giếng đứng đến độ ổn định của vỏ chống cố định bằng bê tông liên khối <i>Đặng Văn Kiên, Daniel Dias, Đỗ Ngọc Anh</i>	34
Nghiên cứu ảnh hưởng của bãi thải bề mặt đến độ ổn định của vỏ chống giếng đứng tại các mỏ lò Việt Nam <i>Đặng Văn Kiên, Võ Trọng Hùng, Đỗ Ngọc Anh, Khuất Mạnh Thắng, Đỗ Thế Anh</i>	40
Áp dụng kết cấu neo chống giữ đường lò dọc vỉa than Công ty cổ phần than Núi Béo -Vinacomin <i>Nghiêm Xuân La, Đào Việt Đoàn</i>	46
Tính toán vỏ hầm áp lực hai lớp, tiết diện tròn, lớp trong có chiều dày thay đổi ở phần đáy <i>Nguyễn Xuân Mãn, Nguyễn Thành Nam, Nguyễn Duyên Phong</i>	53
Ảnh hưởng của áp lực nổ mìn đến tính ổn định của vỏ hầm chính khi mở rộng đường hầm phụ dự án hầm Hải Vân <i>Trần Tuấn Minh, Bùi Xuân Nam, Trần Quang Hiếu, Nguyễn Quang Huy, V.I.Golik</i>	58
Ảnh hưởng của áp lực nổ mìn đến tính ổn định của vỏ hầm chính khi mở rộng đường hầm phụ dự án hầm Hải Vân <i>Phạm Thị Nhàn</i>	64
Nghiên cứu quy luật biến dạng phá hủy khối đá xung quanh đường lò trong quá trình khai đào dưới sâu <i>Phạm Thị Nhàn, Ngô Đức Quyền, Nguyễn Tiến Mạnh</i>	70
A Back Analysis for a Blow-out Case Study in Hochiminh Metro Line 1 <i>Vũ Minh Ngạn</i>	76
Comprehensive assessment of excavation damaged zone (EDZ) based on analysis of geophysical method in rock mass <i>Hoàng Đình Phúc, Bùi Anh Thang</i>	82

Nghiên cứu trạng thái ứng suất và biến dạng của khối đất đá xung quanh đường hầm khi đào qua lớp sét <i>Nguyễn Văn Quang, Lê Hoàng Anh</i>	90
Đề xuất giải pháp nâng cao khả năng chịu tải của neo trong than <i>Vũ Đức Quyết, Trần Thanh Hùng</i>	95
Nghiên cứu ảnh hưởng của động đất đến đường hầm tàu điện ngầm tiết diện ngang hình vuông tại Hà Nội <i>Nguyễn Chí Thành, Phạm Quang Nam</i>	101
Một số kiến nghị, đề xuất nâng cao hiệu quả thiết kế, thi công công trình ngầm bằng máy đào hầm loại nhỏ <i>Đặng Trung Thành</i>	106
Đánh giá ảnh hưởng của việc xây dựng công trình ngầm tới công trình trên bề mặt <i>Nguyễn Tài Tiến, Nguyễn Văn Quang</i>	111

TIÊU BAN NHỮNG TIẾN BỘ TRONG VẬT LIỆU VÀ KẾT CẤU XÂY DỰNG

Mô hình tính toán mức độ thủy hóa các chất kết dính thành phần trong hồ xi măng <i>Nguyễn Trọng Dũng</i>	119
Nghiên cứu ảnh hưởng của hệ số quá cố kết OCR đến sự hóa lỏng tĩnh của cát Fontainebleau <i>Đặng Quang Huy, Reiffsteck Philippe</i>	125
Numerical modeling of unreinforced and reinforced piled embankments. Part I: Numerical modeling sequence <i>Hung V. Pham</i>	131
Đánh giá khả năng xuất hiện vết nứt do ứng suất nhiệt trong móng bê tông khối lớn ở tuổi sớm <i>Tăng Văn Lâm, Vũ Kim Diễm, Ngô Xuân Hùng, Đặng Văn Phi, Boris Bulgakov</i>	137
Nghiên cứu mô phỏng quá trình sinh nhiệt và truyền nhiệt khi thủy hóa bê tông xi măng bằng phần mềm FLAC3D <i>Nguyễn Văn Mạnh</i>	143
Nghiên cứu xác định các thông số vật liệu và ứng xử của kết cấu dựa trên kết quả đo tại hiện trường <i>Đặng Văn Phi, Đinh Hải Nam, Tăng Văn Lâm</i>	149
Mô hình lưới Thủy – Cơ đánh giá độ thấm của bê tông cốt thép <i>Phạm Đức Thọ, Bùi Anh Thắng</i>	155
Application of controlled low strength materials (CLSM) in highway construction: experimental and numerical analysis <i>Thu Thi Do, Ngoc-Anh Do, Young-sang Kim, Hyeong-Ki Kim, Tan Manh Do</i>	161

Nghiên cứu ảnh hưởng của kích thước tấm đệm neo đến sự phân bố ứng suất và biến dạng trong tấm đệm

Đào Việt Đoàn^{1,*}

¹Trường Đại học Mỏ - Địa chất

TÓM TẮT

Tấm đệm là một trong những bộ phận quan trọng trong kết cấu chống neo, có tác dụng ép tấm lưới thép lên sát biên đường đường lò và ép chặt vùng đất đá xung quanh tấm đệm ngăn ngừa biến dạng của khối đất đá xung quanh đường lò. Tấm đệm rất đa dạng về hình dạng kích thước cũng như vật liệu. Hiện nay các nghiên cứu về ảnh hưởng của kích thước tấm đệm đến phân bố ứng suất và biến dạng trong khối đá còn ít được đề cập đến, về mặt định tính kích thước tấm đệm càng lớn tác dụng chống đỡ càng tốt nhưng sẽ gây lãng phí nguyên liệu, nếu kích thước tấm đệm quá nhỏ thì sẽ không phát huy được khả năng chịu lực của kết cấu chống neo, chính vì vậy cần thiết phải thực hiện các nghiên cứu lý thuyết cũng như thực nghiệm để lựa chọn kích thước hợp lý cho tấm đệm neo. Bài viết sử dụng phương pháp mô phỏng số để tiến hành nghiên cứu ảnh hưởng của chiều rộng, chiều dày tấm đệm hình vuông đến sự phân bố ứng suất và biến dạng trong tấm đệm. Kết quả nghiên cứu cho thấy rất rõ sự ảnh hưởng của kích thước tấm đệm đến sự phân bố ứng suất và biến dạng trong tấm đệm, cũng từ kết quả nghiên cứu giúp cho các đơn vị thiết kế thi công có cơ sở để lựa chọn kích thước cho tấm đệm neo.

Từ khóa: Tấm đệm neo, phân bố ứng suất trong tấm đệm neo, biến dạng trong tấm đệm neo

1. Đặt vấn đề

Để phát huy tác dụng của kết cấu chống neo thì các bộ phận cấu thành lên kết cấu neo phải ở trạng thái làm việc bình thường trong đó có bao gồm cả tấm đệm neo. Về mặt định tính chúng ta có thể thấy rằng kích thước tấm đệm neo có ảnh hưởng đến việc phân bố ứng suất và biến dạng trong tấm đệm hay nói cách khác là ảnh hưởng trực tiếp đến hiệu quả gia cố và tính kinh tế của kết cấu neo. Hiện nay các công bố nghiên cứu về ảnh hưởng của kích thước tấm đệm neo đến sự phân bố ứng suất và biến dạng trong tấm đệm còn có nhiều hạn chế. Mặt khác trong các thiết kế hộ chiếu chống neo thì việc lựa chọn kích thước cho tấm đệm thường không được tính toán lựa chọn mà lấy theo kinh nghiệm chính vì vậy có thể dẫn đến việc lựa chọn kích thước tấm đệm quá lớn gây lãng phí vật liệu, khi lựa chọn tấm đệm quá nhỏ sẽ làm giảm hiệu quả của gia cố. Bài báo sử dụng phương pháp số mô phỏng ảnh hưởng của kích thước tấm đệm neo đến phân bố ứng suất và biến dạng trong tấm đệm. Kết quả cho thấy không nên tăng kích thước tấm đệm lên quá lớn vì tác dụng gia cố không có lợi nhiều mà làm tăng chi phí vật liệu.

2. Tác dụng và yêu cầu của tấm đệm neo

Tấm đệm neo là một trong những bộ phận quan trọng của kết cấu chống neo, nó ảnh hưởng đến sự phát huy tác dụng chống giữ của hệ thống neo rất lớn và thông thường tấm đệm có hai tác dụng chính:

- Ép chặt với bề mặt đất đá thông qua việc vận chuyển bu lông neo từ đó tạo dự ứng lực cho thân cốt neo, đồng thời làm cho lực nén ép được tạo ra phát triển rộng vào trong khối đất đá xung quanh neo làm cải thiện trạng thái ứng suất của khối đất đá xung quanh, không chế sự tách lớp, phát triển khe nứt trong khối đất đá, thực hiện tác dụng chống giữ chủ động và kịp thời.

- Đất đá biến dạng gây ra tải trọng tác dụng lên tấm đệm, tải trọng này sẽ thông qua tấm đệm truyền đến thanh cốt neo.

Tấm đệm neo cần có các yêu cầu kỹ thuật sau:

- Cường độ của tấm đệm phải tương đồng với thân cốt neo, sự biến dạng và bị phá hủy của tấm đệm sẽ dẫn đến giảm khả năng mang tải của neo, thậm chí toàn bộ thanh neo không có tác dụng chống giữ

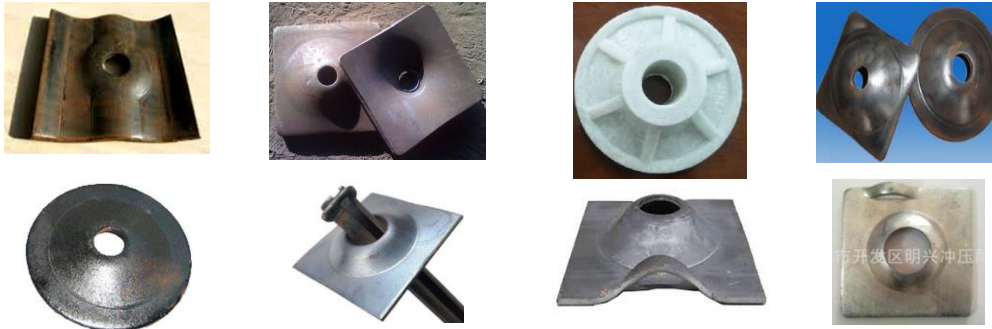
- Tấm đệm cần có khả năng biến dạng nhất định, khi tải trọng quá lớn có thể biến dạng giảm áp không gây ra phá hủy dòn, mất hiệu quả.

- Tấm đệm phải có kích thước nhất định, để truyền lực cho thanh neo

- Tấm đệm neo phải có khả năng điều chỉnh tâm, cố gắng tránh làm cho tấm đệm neo chịu tải trọng lệch, vì nếu bị lệch sẽ làm giảm khả năng mang tải của thanh neo

* Tác giả liên hệ

Email: daovietdoan@gmail.com

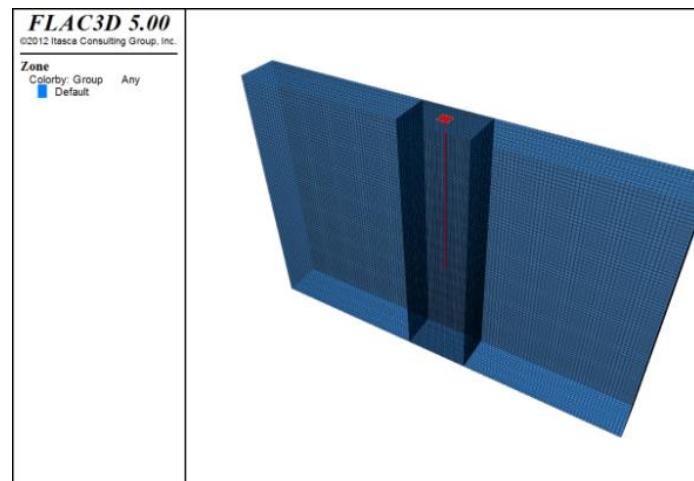


Hình 1. Một số loại tấm đệm thường dùng

3. Ảnh hưởng của kích thước tấm đệm neo đến phân bố ứng suất và biến dạng trong tấm đệm

3.1. Lập mô hình mô phỏng

Mô hình mô phỏng ảnh hưởng của kích thước tấm đệm neo đến sự phân bố ứng suất trong và biến dạng trong tấm đệm được sử dụng bằng phần mềm Flac3D. Kích thước của mô hình lưới (chiều dài x rộng x cao = 6m x 0,6m x 4m), lắp đặt thanh neo vào giữa mô hình thể hiện trên hình 2. Trong mô hình tính lấy mô đun đàn hồi của tấm đệm bằng 200 Gpa, hệ số poisson $\mu = 0,3$, cường độ giới hạn của tấm đệm bằng 235 MPa, cường độ giới hạn của thanh neo bằng 500 MPa, chiều dài neo bằng 2,4 m đường kính 22 mm, giá trị dự ứng lực lấy bằng 60 kN.



Hình 2. Mô hình lưới mô phỏng

Các tham số của khối đá thể hiện trên bảng 1.

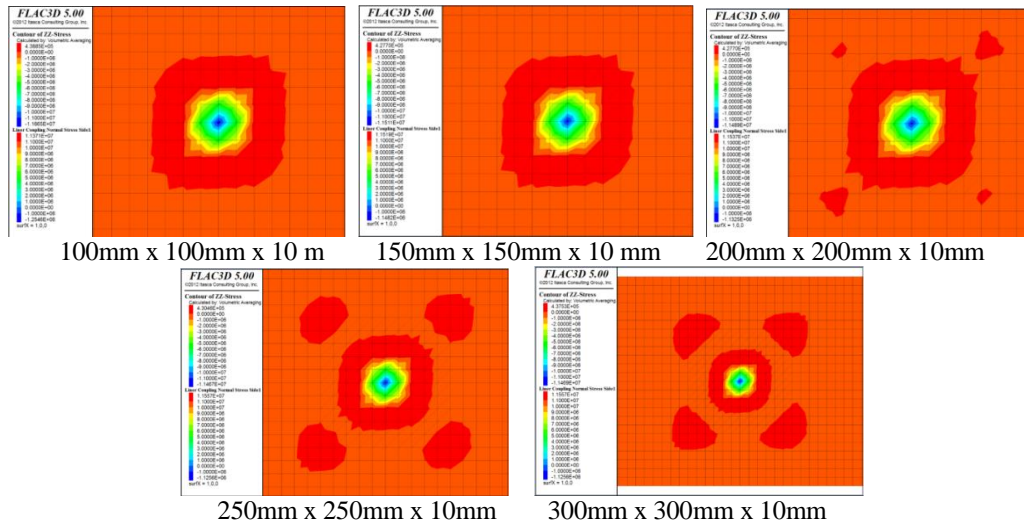
Bảng 1. Tham số cơ học vật lý của khối đá

Mật độ (kg.m ⁻³)	Mô đun thể tích (GPa)	Mô đun cắt (GPa)	Góc ma sát trong (độ)	Cường độ kháng kéo (MPa)	Lực dính kết (MPa)
2500	2,18	1,45	32	0,40	1,10

3.2. Ảnh hưởng kích thước tấm đệm đến sự phân bố ứng suất theo phương thẳng đứng trong tấm đệm

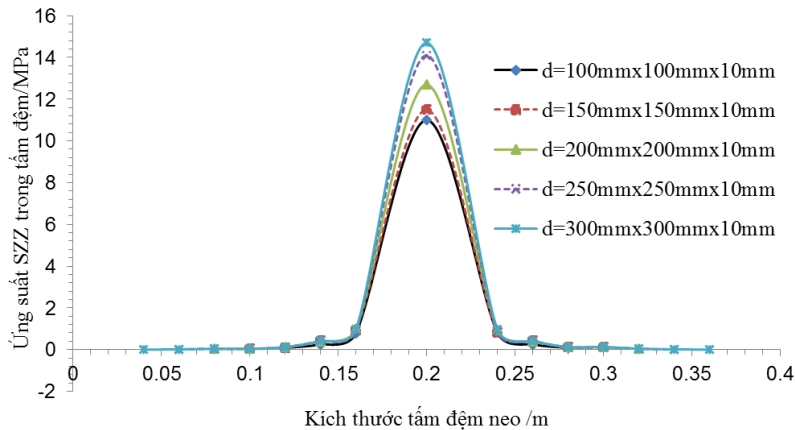
Để nghiên cứu ảnh hưởng của chiều rộng tấm đệm neo đến phân bố ứng suất theo phương thẳng đứng trong tấm đệm ta lấy kích thước chiều rộng tấm đệm trong các phương án mô phỏng như sau: d = 100mm x 100mm x 10mm; d = 150mm x 150mm x 10mm; d = 200mm x 200mm x 10mm; d = 250mm x 250mm x 10mm; d = 300mm x 300mm x 10mm.

Sự phân bố ứng suất theo phương thẳng đứng trên tấm đệm neo ứng với các kích thước khác nhau thể hiện trên hình 3.



Hình 3. Sự phân bố ứng suất theo phương thẳng đứng trong tấm đệm ứng với các kích thước tấm đệm

Đường cong phân bố ứng suất theo phương thẳng đứng trong tấm đệm ứng với các kích thước của tấm đệm thể hiện trên hình 4.



Hình 4. Sự phân bố ứng suất theo phương thẳng đứng trong tấm đệm ứng với các kích thước tấm đệm

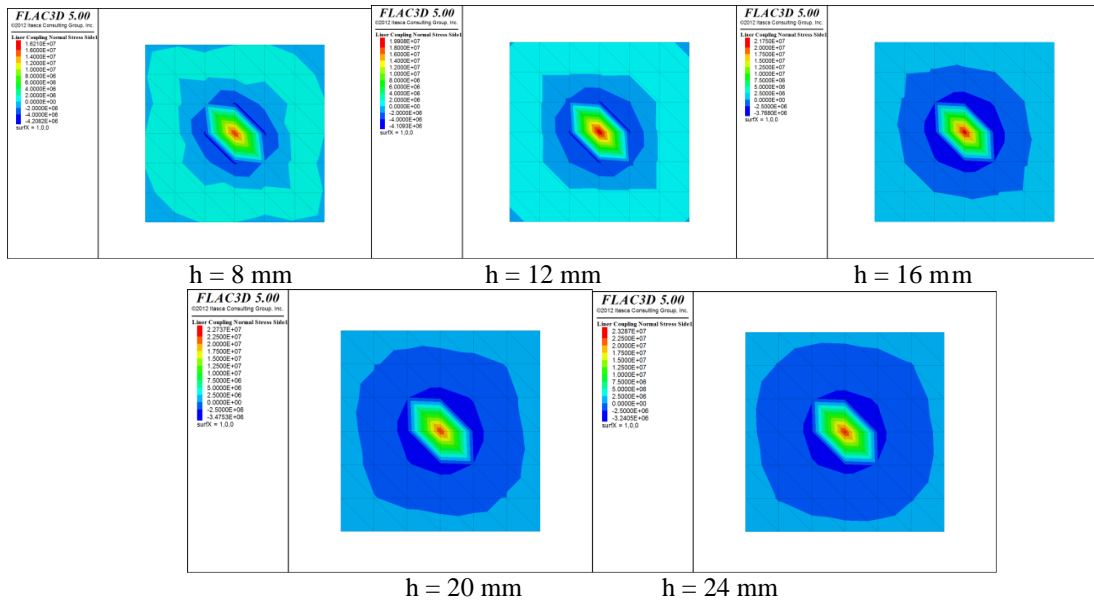
Từ kết quả mô phỏng thể hiện trên hình 3 và 4 ta có thể thấy rằng khi thay đổi kích thước tấm đệm thì sự phân bố ứng suất theo phương thẳng đứng trên bề mặt tấm đệm có sự thay đổi, kích thước tấm đệm càng lớn thì sự phân bố ứng suất cũng càng lớn, điều này có thể giải thích là khi kích thước tấm đệm lớn thì diện tích bề mặt tiếp xúc với đất đá càng lớn do vậy chịu lực càng lớn. Tại các trường hợp kích thước tấm đệm trên trục hoành tại vị trí 0,2 m là tâm của tấm đệm đây là vùng tập trung ứng suất lớn nhất và phân bố ứng suất giảm dần khi về phía biên tấm đệm, cách tâm tấm đệm một khoảng cách nhất định giá trị ứng suất giảm xuống bằng 0.

Quan sát kết quả phân bố ứng suất theo phương thẳng đứng ta có thể thấy rằng khi kích thước tấm đệm nhỏ (100x100 mm) ứng suất phân bố trên toàn bộ tấm đệm, khi kích thước tấm đệm lớn dần thì biên tấm đệm chịu lực cũng giảm dần, khi kích thước tấm đệm lớn hơn 200x200 mm thì phần biên của tấm đệm hầu như không chịu lực, như vậy từ kết quả mô phỏng có thể thấy rằng không nên tăng kích thước tấm đệm lên quá lớn vì vừa không có tác dụng chịu lực vừa tốn kém chi phí vật liệu.

3.3. Ảnh hưởng của chiều dày tấm đệm đến ứng suất pháp tuyến và biến dạng trên tấm đệm neo

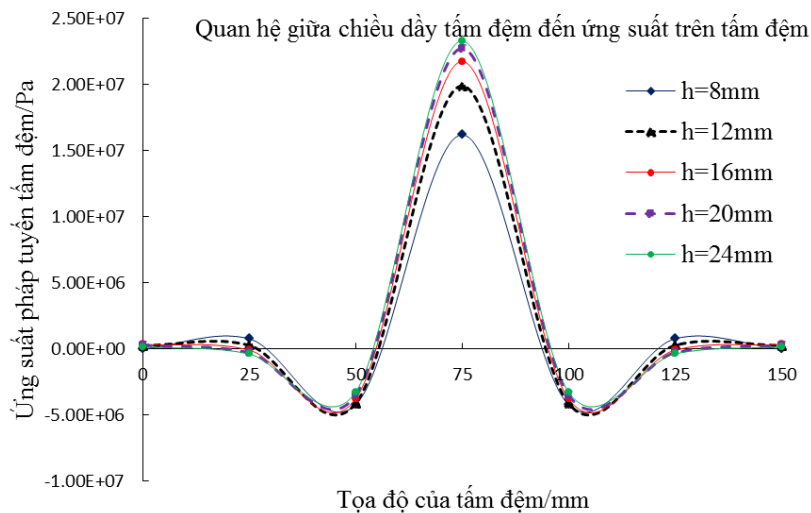
Để nghiên cứu ảnh hưởng của chiều dày tấm đệm đến phân bố ứng suất pháp tuyến và biến dạng trên tấm đệm trong trường hợp nghiên cứu này ta lấy kích thước chiều rộng tấm đệm neo hình vuông bằng 150 mm, thay đổi giá trị chiều dày tấm đệm neo theo các phương án như sau: $h = 8 \text{ mm}$, 12 mm , 16 mm , 20 mm và 24 mm .

Kết quả hình ảnh mô phỏng ảnh hưởng của chiều dày tấm đệm neo đến sự phân bố ứng suất pháp tuyến trên tấm đệm thể hiện trên hình 5.



Hình 5. Sự phân bố ứng suất pháp tuyến trong tấm đệm ứng với các chiều dày tấm đệm

Đường cong phân bố ứng suất pháp tuyến trên tấm đệm ứng với các chiều dày tấm đệm thể hiện trên hình 6.

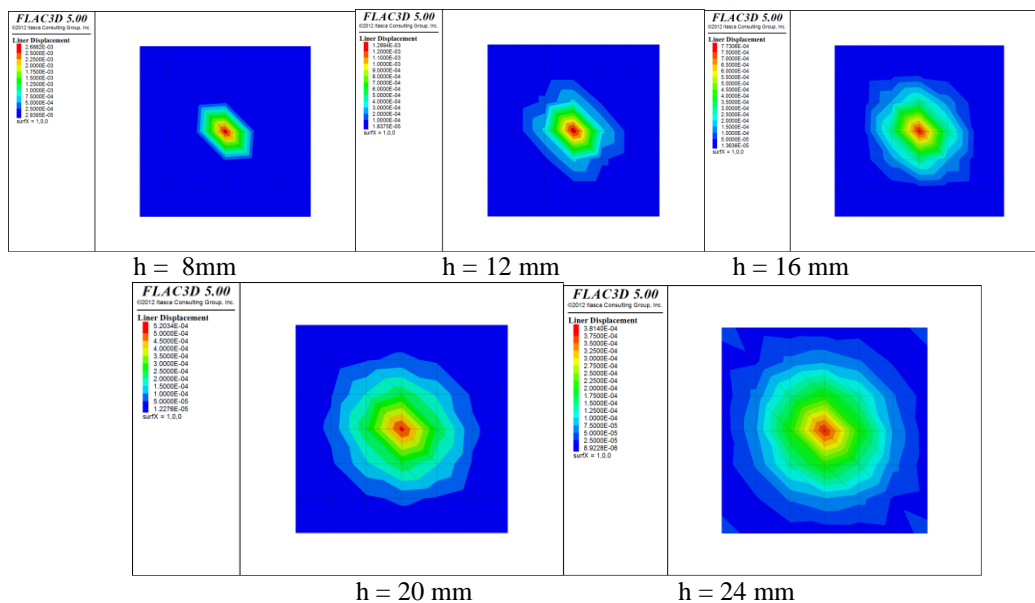


Hình 6. Sự phân bố ứng suất pháp tuyến trong tấm đệm ứng với các chiều dày tấm đệm

Từ kết quả mô phỏng thể hiện trên hình 5 và 6 ta có thể thấy rằng khi thay đổi giá trị chiều dày tấm đệm thì ứng suất pháp tuyến trên bề mặt tấm đệm có sự thay đổi, chiều dày tấm đệm neo càng lớn thì giá trị ứng suất pháp tuyến trong tấm đệm càng lớn, điều này có thể giải thích là khi chiều dày tấm đệm tăng làm cho tấm đệm cứng hơn từ đó khả năng kháng biến dạng lớn hơn làm cho ứng suất pháp tuyến tập trung sẽ lớn hơn. Khi tấm đệm có chiều dày nhỏ từ 8 ÷ 16 mm sự chênh lệch về giá trị ứng suất pháp tuyến là không đáng kể nhưng khi tấm đệm có chiều dày lớn sự chênh lệch giá trị ứng suất pháp tuyến thể hiện rõ hơn.

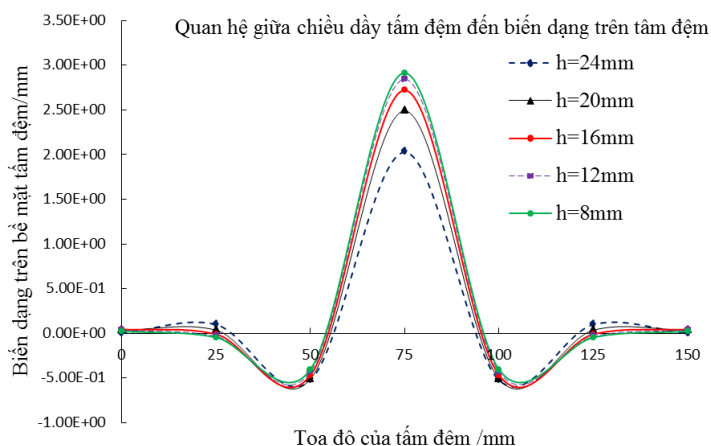
Tổng thể phân bố ứng suất trên tấm đệm thấy rằng ứng suất tập trung lớn nhất tại trung tâm tấm đệm và giảm dần về phía bên ngoài. Trên tấm đệm xuất hiện hai vùng ứng suất nén và kéo, tại tâm tấm đệm về mỗi bên khoảng 20 mm tấm đệm chịu ứng suất nén, cách tâm tấm đệm khoảng từ 20 ÷ 50 mm về phía hai bên tấm đệm chịu ứng suất kéo với giá trị không đáng kể, cách tâm tấm đệm 50 mm ra ngoài biên tấm đệm bề mặt tấm đệm gần như ít chịu ứng suất.

Hình ảnh kết quả mô phỏng ảnh hưởng của chiều dày tấm đệm đến biến dạng trên tấm đệm ứng với các chiều dày tấm đệm thể hiện trên hình 7.



Hình 7. Phân bố biến dạng trong tấm đệm ứng với các chiều dày tấm đệm

Đường cong phân bố biến dạng trên tấm đệm neo ứng với các chiều dày tấm đệm thể hiện trên hình 8.



Hình 8. Đường cong biến dạng trong tấm đệm ứng với các chiều dày tấm đệm

Từ kết quả mô phỏng thể hiện trên hình 7 và 8 ta có thể thấy rằng khi thay đổi giá trị chiều dày tấm đệm thì biến dạng trên bề mặt tấm đệm có sự thay đổi, chiều dày tấm đệm neo càng lớn thì giá trị biến dạng trong tấm đệm càng nhỏ, điều này có thể giải thích là khi chiều dày tấm đệm tăng làm cho tấm đệm cứng hơn từ đó khả năng kháng biến dạng cũng lớn hơn. Khi tấm đệm có chiều dày nhỏ từ 8 ÷ 16 mm sự chênh lệch về giá trị biến dạng là không đáng kể nhưng khi tấm đệm có chiều dày lớn sự chênh lệch giá trị biến dạng thể hiện rõ hơn.

Tổng thể biến dạng trên tấm đệm thấy rằng biến dạng tập trung lớn nhất tại trung tâm tấm đệm và giảm dần về phía bên ngoài. Trên tấm đệm xuất hiện hai vùng biến dạng ngược chiều nhau tương ứng với hai vùng ứng suất nén và kéo, tại tâm tấm đệm về mỗi bên khoảng 20 mm tấm đệm biến dạng do chịu ứng suất nén, cách tâm tấm đệm khoảng từ 20 ÷ 50 mm về phía hai bên thì tấm đệm biến dạng do chịu ứng suất kéo với giá trị biến dạng không đáng kể, cách tâm tấm đệm 50 mm ra ngoài biên tấm đệm bề mặt tấm đệm gần như ít bị biến dạng.

4. Kết luận

Từ kết quả mô hình mô phỏng ảnh hưởng của kích thước tấm đệm đến sự phân bố ứng suất và biến dạng trong tấm đệm ta rút ra một số kết luận sau:

Kích thước của tấm đệm neo có ảnh hưởng đến phân bố ứng suất trong tấm đệm, nhưng chỉ ảnh hưởng lớn đến giá trị chịu lực tại vị trí trung tâm của tấm đệm còn vùng ngoài biên của tấm đệm có ảnh hưởng không nhiều. Kích thước của tấm đệm càng lớn vùng ngoài biên của tấm đệm gần như không chịu lực

chính vì vậy khi lựa chọn kích thước tấm đệm không nên chọn loại có kích thước quá lớn do không có tác dụng chịu lực nhiều mà gây tổn kém chi phí vật liệu.

Chiều dày tấm đệm có ảnh hưởng đến phân bố ứng suất pháp tuyến và biến dạng trong tấm đệm. Kết quả mô phỏng kích thước tấm đệm bằng 150 mm cho thấy ứng suất theo phương pháp tuyến và biến dạng tập trung ở chủ yếu vùng chịu nén tại trung tâm tấm đệm, cách tâm tấm đệm sang hai bên khoảng 20÷50 mm là vùng chịu kéo trong tấm đệm tại vùng này giá trị ứng suất kéo và biến dạng khá nhỏ, và cách tâm tấm đệm từ 50 mm đến biên tấm đệm gần như không chịu ứng suất và biến dạng.

Từ kết quả nghiên cứu có thể rút ra đề xuất không nên tăng kích thước của tấm đệm lên quá lớn vì hiệu quả gia cố không đáng kể mà lại làm tăng chi phí vật liệu và gây khó khăn cho quá trình vận chuyển lắp đặt neo, thông thường kích thước chiều rộng từ 150÷200mm, chiều dày từ 8÷10mm cho neo thường, và kích thước chiều rộng từ 250÷350mm, chiều dày từ 10÷16mm cho neo cáp.

Lời cảm ơn

“Tác giả xin chân thành cảm ơn sự hỗ trợ của đề tài “Nghiên cứu xác định tham số dự ứng lực phù hợp với kết cấu neo chống trong các đường lò vùng Quảng Ninh” Mã số: B 2017-MDA -16 ĐT.

Tài liệu tham khảo

陈育民, 徐鼎平. 2008. *FLAC 3D/FLAC 3D – 基础与工程实例*. 出版社: 中国水利水电出版社. 9-2008.

彭文斌. 2008. *FLAC 3D实用教程*. 出版社: 机械工业. 01-2008.

Itasca (2005). *Flac Fast Lagrangian Analysis of Continua, User's Guide. Third Edition (Flac Version 3.0) April 2005*.

ABSTRACT

Research on the effects of rock bolt plates dimensions on the distribution of stress and deformation in plates

Viet Doan Dao¹

¹*Hanoi University of Mining and Geology*

The rock bolt plates is one of the important components constituting the anchor structure, which pressed the steel mesh to boundary roadway of effect and squeezes the rock around the plates to prevent deformation of the rock mass. The rock bolt plates are varied dimensions, shape and materials. Currently, studies on the effect of rock bolt plates dimensions to stress distribution and deformation in plates not mentioned much, on the qualitative, dimensions of plates as large as the better to support but wasteful of materials, If the dimensions of plates is too small, will not bearing force capacity of the structure anchor, so it is necessary theoretical and empirical of studies to choose the dimensions plates. The paper uses numerical simulation to studies the effect width and thickness of the square plates to the stress distribution and the deformation in plates. This results show that the influence of the dimensions of plates to stress distribution and distortion in the plates, Also from the research results help for designing, constructing company have the basis for selection dimensions of rock bolt plates.

Keywords: Rock bolt plate; stress distribution of bolt plate; deformation of bolt plate.

Về vấn đề khai thác xuống sâu và những thách thức của ngành than Việt Nam

Đào Việt Đoàn^{1,*}

¹Trường Đại học Mỏ - Địa chất

TÓM TẮT

Để đạt được kế hoạch về sản lượng khai thác than, trong tương lai gần ngành than Việt Nam sẽ phải cải tạo các mỏ hầm lò cũ và mở rộng xây dựng các dự án mỏ hầm lò mới. Các dự án cải tạo và đầu tư mới ngày càng xuống sâu và cách xa mặt đất, khi các dự án khai thác xuống sâu cũng đồng nghĩa với việc phải đối mặt với một loạt các vấn đề như: áp lực địa tầng lớn, hiện tượng nổ đá, phụt khí, phụt than, khí nổ, nước ngầm, đất đá có tính biến dạng và thấm thấu lớn, điều kiện vi khí hậu trong mỏ khắc nghiệt, đào và khai thác trong điều kiện địa chất phức tạp và công tác thông gió, thoát nước, vận tải gặp nhiều khó khăn v.v... Bài viết tiến hành tổng hợp, phân tích các kết quả nghiên cứu và kinh nghiệm khi khai thác xuống sâu của một số nước trên thế giới và nêu ra những thách thức của ngành than Việt Nam để các nhà khoa học trong lĩnh vực khai thác mỏ tập trung nghiên cứu đưa ra các giải pháp nhằm đảm bảo an và hiệu quả khi khai thác xuống sâu.

Từ khóa: Khai thác xuống sâu, các vấn đề trong khai thác, thách thức trong khai thác

1. Đặt vấn đề

Nước ta đã trải qua vài thập niên trong lĩnh vực khai khoáng, trong quá trình khai thác các tài nguyên khoáng sản các nhà khoa học, các viện nghiên cứu thiết kế, các đơn vị tư vấn thiết kế, các đơn vị thi công, các cơ quan quản lý đã không ngừng nghiên cứu tìm tòi, học hỏi các vấn đề gặp phải trong quá trình khai thác mỏ từ đó đã đúc rút ra được nhiều các tài liệu lý thuyết, nhiều các kinh nghiệm thực tiễn, đưa ra các quy định, các quy phạm trong đào lò và khai thác đảm bảo an toàn và hiệu quả cho các dự án khai thác tài nguyên khoáng sản. Nhưng các lý thuyết các kinh nghiệm này chỉ phù hợp với điều kiện khai thác ở độ sâu nhỏ. Hiện nay các dự án cải tạo mở rộng khai thác và một số dự án mới đã và đang khai thác xuống sâu trong điều kiện địa chất rất phức tạp. Trong khi đó các lý thuyết, kinh nghiệm, các quy phạm, quy định đúc rút được khi khai thác ở độ sâu nhỏ đã không còn phù hợp khi khai thác xuống sâu. Chính vì vậy ngành than cần phải tiếp tục không ngừng đầu tư cho công tác nghiên cứu, bổ sung các lý thuyết, các quy định, quy phạm, kỹ thuật công nghệ phù hợp với điều kiện khai thác xuống sâu.

2. Tổng quan về độ sâu khai thác

Tại một số nước khi khai thác mỏ ở độ sâu lớn đều thấy rằng, khi khai thác xuống sâu đã gặp phải rất nhiều khó khăn trong quá trình khai thác mà khi khai thác ở độ sâu nhỏ chưa gặp phải.

Trong quá trình nghiên cứu các vấn đề địa cơ học đối với các công trình khai thác xuống sâu, các nhà khoa học trong ngành mỏ và lĩnh vực cơ học đá đã phân chia về độ sâu khai thác để phục vụ cho các công tác nghiên cứu các hiện tượng địa cơ học tương ứng ở các độ sâu, từ đó đề xuất ra các giải pháp kỹ thuật công nghệ phù hợp với từng độ sâu khai thác.

Vì mỗi nước có các điều kiện địa kỹ thuật khác nhau do vậy việc phân chia ranh giới độ sâu khai thác cũng khác nhau, tại một số nước và Nhật Bản cho rằng khi khai thác ở độ sâu ≥ 600 m được coi là độ sâu lớn, còn tại Anh, Hà Lan trong khoảng 750 m, tại Nam Phi, Úc, Đức trong khoảng 800÷1000 m và vượt quá 1200 m thì coi là khai thác ở độ sâu rất lớn (何满潮等著, 2008).

Tại Trung Quốc, nước có sản lượng khai thác than lớn nhất thế giới độ sâu khai thác được phân như sau: < 400 m thuộc độ sâu nhỏ, từ 400÷800 m thuộc độ sâu trung bình, từ 800÷1200 m thuộc độ sâu lớn, còn ≥ 1200 m thuộc độ sâu rất lớn (何满潮等著, 2008).

3. Phân chia giới hạn độ sâu khai thác

Việc chia độ sâu cho công trình khai thác mỏ đối với từng vùng, từng quốc gia, từng loại công trình là hết sức cần thiết và không thể sử dụng chung cho tất cả các nước trên thế giới, vì mỗi vùng, mỗi nước,

* Tác giả liên hệ

Email: daovietdoan@gmail.com

mỗi loại hình công trình có các điều kiện địa kỹ thuật khác nhau. Theo tài liệu (和平, 2017) cho rằng độ sâu giới hạn của mỏ (H_{gh}) là độ sâu khi khối đá xung quanh công trình có biểu hiện cơ học phi tuyến, độ sâu giới hạn trên (H_{gh}) là độ sâu khi khối đá xung quanh công trình bắt đầu có biểu hiện cơ học phi tuyến, độ sâu giới hạn dưới (H_{ghd}) là độ sâu khi khối đá xung quanh công trình có biểu hiện cơ học phi tuyến. Dựa vào sự khác nhau của loại hình công trình, phương pháp xác định độ sâu giới hạn có thể phân thành: công trình đường lò chịu áp lực tĩnh và công trình đường lò chịu áp lực động.

Hệ số độ khó của công trình khai thác được đánh giá dựa trên tỷ lệ giữa chiều sâu đặt công trình với độ sâu giới hạn và được tính theo công thức sau (何满潮等著, 2008):

$$F_k = \frac{H}{H_{gh}} \quad (1)$$

trong đó: F_k - Là hệ số độ khó của công trình khai thác; H - Chiều sâu đặt công trình; H_{gh} - Độ sâu giới hạn của công trình, dựa vào các phân loại công trình (chịu áp lực tĩnh, chịu áp lực động) để lựa chọn.

Theo công thức (1) có thể thấy rằng ứng với các độ sâu khác nhau thì hệ số độ khó cũng khác nhau, do vậy phương pháp thiết kế và giải pháp chống giữ cũng khác nhau, trên bảng 1 (满潮等著.2008) thể hiện mối quan hệ giữa hệ số độ khó với các phương pháp thiết kế và giải pháp kỹ thuật.

Bảng 1. Mối quan hệ giữa hệ số độ khó với phương pháp thiết kế và giải pháp kỹ thuật

Hệ số độ khó	Đặc điểm biến dạng	Trạng thái độ ổn định	Phương pháp thiết kế	Giải pháp chống giữ
< 0,8	Biến dạng nhỏ	Ổn định	Thiết kế theo các phương pháp thông thường (thiết kế tham số).	Kỹ thuật chống giữ thông thường
0,8÷1,2	Biến dạng TB	Giả ổn định	Phương pháp thiết kế biến dạng lớn, phi tuyến (phương pháp thiết kế dựa vào cơ học khối đá, tối ưu hóa quá trình thiết kế, tối ưu hóa thiết kế tham số).	Chống giữ neo kết hợp lưới thép
1,2÷1,5	Biến dạng lớn	Không ổn định		Kết cấu chống phức hợp neo + lưới thép + neo cáp
1,5÷2,0	Biến dạng lớn	Rất không ổn định		Chống phức hợp neo + lưới thép + neo cáp + bê tông phun
> 2,0	Biến dạng lớn	Cực không ổn định		Chống phức hợp neo + lưới thép + neo cáp + bê tông phun

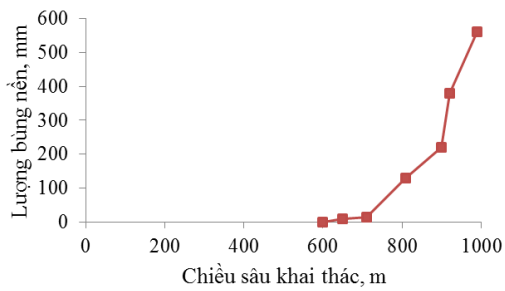
Khi $F_k < 1$ thường sử dụng giải pháp chống giữ thông thường; khi $1 \leq F_k \leq 1,8$ cần thông qua nghiên cứu để đưa ra phương án chống giữ, Khi $F_k > 1,8$ các lý thuyết hiện có không thể giải quyết được các vấn đề cơ học khối đá.

4. Tổng hợp các vấn đề phải đối mặt khi khai thác xuống sâu

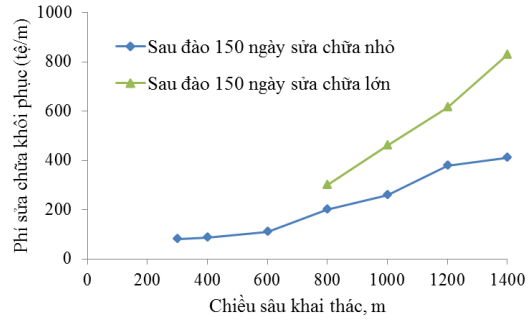
Theo thống kê các bài viết từ năm 2005 đến nay và công tác điều tra hiện trường, khi khai thác các mỏ than ở độ sâu lớn so với khai thác ở độ sâu nhỏ thì các sự cố về nổ đá, phụt khí than, bụi nước, sập lở nóc lò đều tăng về số lần xảy ra. Tại các mỏ than Trung Quốc khi khai thác xuống độ sâu > 600 m thì có đến 70% các mỏ xảy ra sự cố nổ khí, phụt than có số người chết lớn hơn 10 người/1 sự cố (满潮等著.2008). Nguyên nhân dẫn đến các sự cố mỏ khi khai thác xuống sâu rất phức tạp, nhiều khi không biết rõ nguyên nhân, sự cố mỏ phụ thuộc vào nhiều yếu tố như: đất đá có tính biến dạng lớn, ứng suất cao, nhiệt độ cao, khí bụi nổ cao, áp lực nước lớn, ảnh hưởng của áp lực động trong khai thác, môi trường cơ học địa chất phức tạp.

4.1. Vấn đề biến dạng lớn của khối đá xung quanh đường lò

Cũng như khi khai thác ở độ sâu nhỏ, mục đích chống giữ các đường lò khi khai thác ở độ sâu lớn là đảm bảo tính liên khối của khối đá xung quanh tránh các cục đá vỡ vụn rơi, dịch chuyển vào bên trong khoảng trống khai đào đảm bảo an toàn cho người và thiết bị hoạt động bên trong đường lò. Khi khai thác xuống sâu một mặt do áp lực địa tầng lớn, mặt khác do cấu tạo của các lớp đất đá, ứng suất cấu tạo dưới sâu phức tạp, có tính thay đổi đột ngột làm cho khối đá xung quanh đường lò chịu áp lực phức tạp dẫn đến biến dạng và vùng phá hủy xung quanh đường lò lớn, thậm chí sập lở nóc lò với diện tích và quy mô lớn, điều này làm giảm mức độ an toàn và tăng giá thành chống giữ các đường lò. Theo các tài liệu thống kê trong 10 năm trở lại đây tại các mỏ than Trung Quốc cho thấy giá thành chi phí cho vật liệu chống giữ tăng 1,4 lần, tỷ lệ đường lò sửa chữa lại bằng 40% các đường lò đã đào. Mối quan hệ giữa chiều sâu khai thác và lượng biến dạng và chi phí sửa chữa phục hồi thể hiện trên hình 1 và 2 (何满潮等著, 2008).



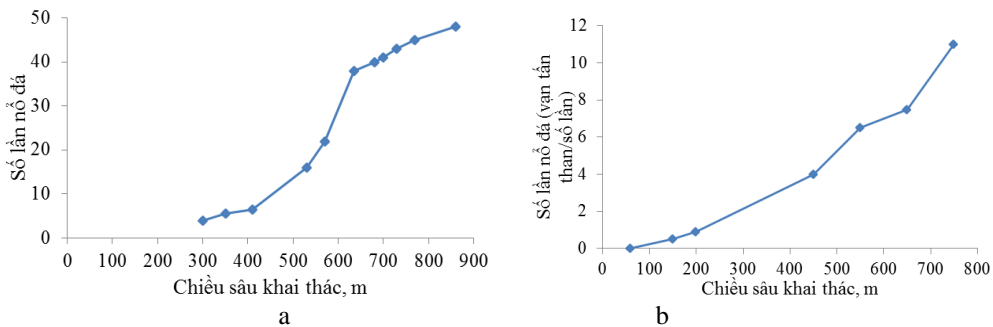
Hình 1. Quan hệ giữa độ sâu khai thác với biến dạng nền lò



Hình 2. Quan hệ giữa độ sâu khai thác với phí tu sửa đường lò

4.2. Vấn đề hiện tượng nổ đá khi khai thác xuống sâu

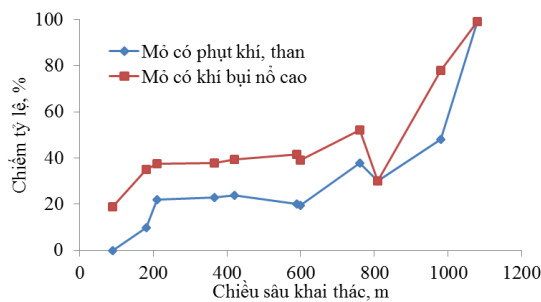
Theo các tài liệu thông kê, hiện tượng nổ đá thường xảy ra trong khối đá hoặc than cứng có chiều dày lớn, các nguyên nhân chính gây ra hiện tượng nổ đá bao gồm: điều kiện vách trụ vỉa, ứng suất nguyên sinh, chiều sâu khai đào, đặc tính cơ lý của khối than đá, chiều dày và góc nghiêng của vỉa than. Theo các thống kê cho thấy, bất kể trong điều kiện khai thác ở độ sâu nhỏ (chiều sâu khai thác < 100 m, thậm trí 30÷50 m) cũng có thể xảy ra hiện tượng nổ đá, nhưng hiện tượng nổ đá có quan hệ mật thiết với độ sâu khai thác, khi độ sâu khai thác tăng thì số lần, cường độ, quy mô nổ đá cũng tăng theo, mối quan hệ giữa chiều sâu khai thác với số lần nổ đá thể hiện trên hình 3 (满潮等著.2008).



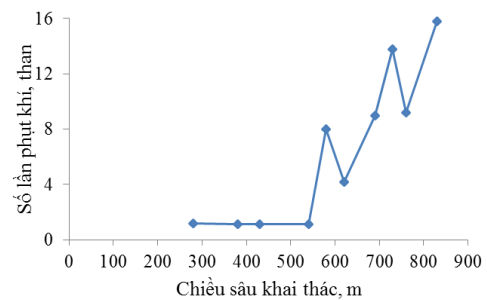
Hình 3. Quan hệ giữa chiều sâu khai thác với số lần nổ đá
a, Thống kê tại các mỏ TQ; b, Thống kê tại các mỏ Ba Lan

4.3. Vấn đề hàm lượng khí bụi nổ

Các vỉa than được thành tạo trong đá trầm tích, thuộc môi trường đá có lỗ rỗng lớn, do vậy hàm lượng chứa khí mê tan trong đá lớn, sau khi hình thành mặt lộ khí nổ trong lỗ rỗng sẽ thoát ra theo các bề mặt tự do của đất đá vào không gian đường lò, khi đủ điều kiện về nhiệt độ, nồng độ khí mê tan, nồng độ khí ôxy sẽ gây ra hiện tượng nổ khí. Một số nghiên cứu cho rằng danh giới độ sâu khai thác quyết định bởi điều kiện nhiệt độ địa tầng và áp lực khí nổ, khi khai ở độ sâu lớn khí nổ ở trạng thái hấp thụ chiếm hàm lượng 80÷90 %, khí nổ dịch chuyển trong lỗ rỗng khối đá than chiếm từ 10÷20 %. Khi độ sâu khai thác tăng, một lượng lớn khí hấp thụ trong điều kiện áp lực cao, nhiệt độ lớn, năng lượng chuyển động nhiệt lớn dễ xảy ra hiện tượng nổ khí. Tỷ lệ giữa chiều sâu với phụt khí, than và khí nổ thể hiện trên hình 4.



Hình 4. Tỷ lệ giữa chiều sâu với phụt khí, than và khí nổ



Hình 5. Quan hệ giữa chiều sâu với số lần phụt khí, than

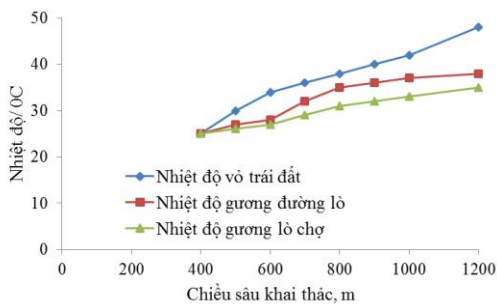
4.4. Vấn đề hiện tượng phụt khí, than

Cùng với sự tăng độ sâu khai thác, dưới tác dụng của áp lực địa tầng và ứng suất cấu tạo tăng dần dẫn đến biến dạng khối đá lớn, đường lò mất ổn định dễ xảy ra hiện tượng phụt than, làm mất an toàn trong đào các đường lò và khai thác. Trên hình 5 thể hiện mối quan hệ giữa chiều sâu khai thác với số lần phụt khí, than (何满潮等著.2008).

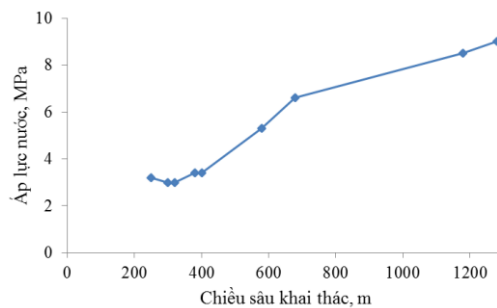
Hiện tượng phụt than khí thường có quan hệ mật thiết với các yếu tố sau: đới địa chất cấu tạo, phay phá uốn nếp; hàm lượng và áp lực khí nổ trong các vỉa than lớn; áp lực địa tầng lớn; vỉa than mềm; tính chất cơ lý của khối đá; nước ngầm và sau khi hình thành mặt lộ công trình một thời gian.

4.5. Vấn đề nhiệt độ và độ ẩm cao

Nhiệt độ địa tầng tăng dần theo độ sâu khai thác thể hiện trên hình 6 (何满潮等著.2008). Theo thống kê tại Nga ở mức chiều sâu khai thác < 1000m nhiệt độ bình quân trong khoảng $30^{\circ}\div 40^{\circ}$, đặc biệt lên đến 50° , tại Nam Phi các mỏ kim loại ở độ sâu 3000 m nhiệt độ lên đến 70° , tại Trung Quốc khi khai thác ở độ sâu khoảng 1000 m nhiệt độ bình quân đạt đến $30^{\circ}\div 40^{\circ}$, đặc biệt lên đến 48° , độ ẩm đạt đến trên 95%. Trong điều kiện môi trường nhiệt độ, độ ẩm cao dẫn đến công nhân làm việc mất tập trung và hiệu suất thấp, thậm trí không thể làm việc được.



Hình 6. Quan hệ giữa chiều sâu và nhiệt độ



Hình 7. Quan hệ giữa độ sâu khai thác với áp lực nước

4.6. Vấn đề áp lực nước ngầm

Khi khai thác ở độ sâu lớn do mực nước chịu áp tăng cao dễ xảy ra hiện tượng phụt nước, trên hình 7 thể hiện mối quan hệ giữa áp lực nước với độ sâu khai thác (满潮等著.2008).

5. Đặc trưng tại các độ sâu khai thác

Các sự cố xảy ra ở độ sâu khai thác nhỏ chủ yếu là vấn đề quản lý, còn các sự cố xảy ra ở độ sâu lớn chủ yếu là vấn đề khoa học kỹ thuật. Ở độ sâu quá độ các sự cố xảy ra có cả vấn đề quản lý và vấn đề khoa học kỹ thuật. Đặc điểm ở các độ sâu khai thác thể hiện trên hình 8 (满潮等著.2005).

	Phân khu độ sâu	Đặc trưng phá hủy	Đặc điểm biến dạng	Lý thuyết thích hợp
Hght	Khu vực độ sâu nhỏ	Cơ bản không phá hủy	$\epsilon < 3\%$ Biến dạng nhỏ	Lý thuyết tuyến tính
Hghd	Khu vực quá độ	Phá hủy cục bộ	$\epsilon = 3\% - 5\%$ Biến dạng TB	Một bộ phận lý thuyết hiện có không thể áp dụng
H	Khu vực độ sâu lớn	Phá hủy toàn bộ	$\epsilon > 5\%$ Biến dạng Lớn	Các lý thuyết hiện có cơ bản không thể áp dụng

Hình 8. Đặc điểm ở các độ sâu khai thác

Theo hình 8 ta có thể thấy rằng công trình khai thác nằm ở độ sâu nhỏ, khối đá xung quanh công trình làm việc ở trạng thái đàn hồi hoặc gần đàn hồi, biến dạng khối đá xung quanh công trình nhỏ, cơ bản không xảy phá hủy, có thể sử dụng các kinh nghiệm truyền thống hiện có hoặc lý thuyết đàn hồi tuyến tính để giải quyết các vấn đề cơ học liên quan.

- Công trình khai thác nằm ở độ sâu quá độ. Trong khối đá mềm, khối đá xung quanh công trình có biểu hiện cơ học phi tuyến. Trong khối đá cứng, khối đá xung quanh công trình có biểu hiện cơ học đàn

hồi tuyến tính, lúc này khối đá mềm xung quanh công trình dễ xảy ra biến dạng phá hủy, do vậy ở độ sâu này một số các kỹ thuật, phương pháp, và lý thuyết truyền thống đã không còn tính áp dụng.

- Công trình khai thác ở độ sâu lớn, khối đá xung quanh công trình có biểu hiện cơ học phi tuyến tính, ở độ sâu này không thể sử dụng các lý thuyết truyền thống để giải quyết các vấn đề cơ học, mà phải áp dụng các lý thuyết phi tuyến, các đặc điểm biến dạng phá hủy phi tuyến để giải quyết các vấn đề cơ học.

6. Những thách thức của ngành than Việt Nam khi khai thác xuống sâu

Hiện nay ngành khai thác than nước ta đang bắt đầu khai thác xuống sâu mặc dù đã đầu tư cho nghiên cứu và đạt được một số kết quả, nhưng nói chung các nghiên cứu cơ bản vẫn chưa được chú trọng một cách bài bản, đặc biệt là môi trường cơ học trong điều kiện địa chất phức tạp dưới sâu, làm cho công tác nghiên cứu cơ học khối đá dưới sâu đứng trước một loạt các thách thức như: lý thuyết, phương pháp thí nghiệm cơ học đá và khối đá, phương pháp tính toán, kỹ thuật công trình...v.v. Dưới đây sẽ phân tích các thách thức này để tìm ra hướng đi đúng cho công tác nghiên cứu và áp dụng trong ngành mỏ trong tương lai gần.

6.1. Về lý thuyết

Do môi trường cơ học địa chất ở dưới sâu phức tạp, làm cho các biểu hiện về cơ học đá, khối đá ở độ sâu lớn khác rất nhiều so với ở độ sâu nhỏ, các lý thuyết truyền thống đã được nghiên cứu xây dựng áp dụng khi khai thác ở độ sâu nhỏ không còn phù hợp khi khai thác ở độ sâu lớn. Do vậy trên cơ sở phân chia độ sâu khai thác, các thách thức chủ yếu về lý thuyết đối với ngành than Việt Nam khi khai thác xuống sâu bao gồm: xác định cường độ khối đá, lý thuyết tính toán độ ổn định công trình và phương pháp thiết kế công trình.

- *Xác định cường độ khối đá dưới sâu*: Môi trường cơ học địa chất phức tạp dưới sâu, làm cho đặc trưng cấu trúc và các tính chất kỹ thuật công nghệ của khối đá có sự biến đổi cơ bản so với ở độ sâu nhỏ, cùng với sự ảnh hưởng của áp lực động trong khai thác dẫn đến các sự cố sập đổ xuất hiện với tần suất nhiều hơn và đột ngột hơn. Chính vì vậy cần đi sâu vào nghiên cứu xác định cường độ khối đá trong điều kiện trạng thái ứng suất phức tạp dưới sâu.

- *Lý thuyết tính toán độ ổn định công trình dưới sâu*: Khi khai thác ở độ sâu nhỏ do nằm ở mức áp lực địa tầng nhỏ, sau khi khai đào khối đá xung quanh công trình thường không xảy ra hiện tượng phá hủy. Vì vậy sử dụng loại hình kết cấu chống độc lập là có thể đảm bảo độ ổn định cho công trình. Nhưng trong điều kiện khai thác ở độ sâu lớn, sau khi khai đào công trình, do áp lực địa tầng lớn hơn cường độ của khối đá xung quanh công trình, dẫn đến khối đá bị phá hủy, lúc này sử dụng các loại hình kết cấu chống độc lập không thỏa mãn yêu cầu không chế độ ổn định công trình, mà cần phải sử dụng các kết cấu tổ hợp mới đảm bảo tính ổn định của công trình. Mặt khác các lý thuyết tính toán độ ổn định được xây dựng áp dụng cho các công trình khai thác ở độ sâu nhỏ không còn phù hợp với các công trình khai thác ở độ sâu lớn. Chính vì vậy cần thiết phải nghiên cứu xây dựng áp dụng các lý thuyết tính toán ổn định công trình trên cơ sở sử dụng các kết cấu chống tổ hợp, kết cấu chống tận dụng khả năng mang tải của khối đá xung quanh công trình.

- *Phương pháp thiết kế độ ổn định công trình dưới sâu*: Trong điều kiện khai thác ở độ sâu nhỏ, môi trường cơ học của khối đá khá đơn giản, do vậy khi tiến hành thiết kế tính toán độ ổn định công trình thường sử dụng các lý thuyết thiết kế tuyến tính truyền thống là đảm bảo kỹ thuật và kinh tế. Nhưng trong môi trường khai thác dưới sâu, do khối đá công trình có biểu hiện đặc tính cơ học phi tuyến, do vậy không thể đơn giản sử dụng các thiết kế chống giữ theo lý thuyết tuyến tính, các loại hình kết cấu chống giữ chống độc lập mà cần xem xét sử dụng kết cấu chống tổ hợp, kết cấu chống tận dụng khả năng mang tải của khối đá xung quanh, tính toán thiết kế chống giữ theo phương pháp cơ học biến dạng lớn phi tuyến phức tạp.

6.2. Về thí nghiệm cơ học đá

- *Thí nghiệm cường độ*: Trong điều kiện khai thác ở độ sâu nhỏ, do nằm ở mức ứng suất địa tầng nhỏ, thông thường cường độ của đá được xác định trong phòng thí nghiệm bằng các phương pháp nén, kéo, uốn cắt, mẫu đá. Trong điều kiện khai thác xuống sâu, do nằm ở mức ứng suất địa tầng lớn, phức tạp, sau khi khai đào công trình, sự thay đổi trạng thái ứng suất của 1 phương hoặc 2 phương thì cường độ có sự biến đổi lớn, đồng thời trạng thái chịu lực cũng không đơn giản là trạng thái chịu kéo hoặc chịu nén thuần túy, mà trạng thái phức hợp chịu nén kéo phức tạp, có thể theo phương hướng kính xảy ra quá trình giảm tải, theo phương tiếp tuyến xảy ra quá trình tăng tải. Vì vậy cường độ của đá không thể đơn giản xác định bằng các mẫu đá, cục đá trong phòng thí nghiệm bằng các phương pháp kéo nén thuần túy, mà phải sử dụng phương pháp thí nghiệm cường độ chịu nén kéo phức tạp.

- *Mô hình thí nghiệm*: Các công trình khai thác ngày càng xuống độ sâu lớn, các tính chất cơ học của khối đá cũng biến đổi dần theo độ sâu do vậy nguyên lý phá hủy của khối đá ở độ sâu lớn khác với nguyên lý phá hủy của khối đá ở độ sâu nhỏ. Các mô hình thí nghiệm hiện nay tồn tại các nhược điểm như: tải trọng từ một phía, không thể mô phỏng điều kiện tải trọng khi khai đào trong điều kiện phức tạp dưới sâu. Do vậy trong tương lai gần các phòng thí nghiệm của ngành than cần tiến hành thí nghiệm trong các điều kiện chịu lực phức tạp, thí nghiệm quá trình phá hủy trong điều kiện các chế độ tải trọng khác nhau, thí nghiệm cơ chế phá hủy biến dạng của khối đá dưới tác dụng của các chế độ tải trọng và xây dựng các mô hình mô phỏng quá trình xảy ra các sự cố công trình.

- *Thí nghiệm ảnh hưởng của nước đến cường độ khối đá*: Thí nghiệm ảnh hưởng của nước đến cường độ khối đá dưới sâu là cơ sở để xác định cường độ mềm hóa của khối đá khi gặp nước. Cho tới nay hàm số mềm hóa của khối đá khi gặp nước là một trong những mục tiêu đã được nhiều tác giả trong lĩnh vực cơ học đá quan tâm nghiên cứu. Do vậy các cơ quan khảo sát đánh giá chất lượng khối đá của ngành than cần phải thực hiện các thí nghiệm xác định ảnh hưởng của nước đến cường độ của khối đá, thông qua xác định hàm số hấp thụ nước của khối đá theo thời gian, kết hợp với các thí nghiệm cường độ tự nhiên, cường độ bão hòa của khối đá để xác định hàm số mềm hóa của khối đá dưới tác dụng của nước ngầm, từ đó chỉ dẫn thực hiện các giải pháp chống giữ tại hiện trường, đặc biệt có ý nghĩa khi sử dụng các loại hình kết cấu chống kết hợp với bê tông phun.

- *Thí nghiệm cơ chế quá trình nổ đá*: Khi khai thác ở độ sâu nhỏ, phá hủy của khối đá chủ yếu là phá hủy dòn, không có hoặc rất ít gặp các biểu hiện biến dạng theo thời gian. Nhưng khi khai thác xuống sâu, do môi trường cơ học địa chất và trạng thái chịu lực của khối đá rất phức tạp, khối đá thường có biểu hiện đặc tính cường độ sau giới hạn và biểu hiện biến dạng dẻo. Đối với khối đá ở trạng thái chịu lực 3 trục, sau khi khai đào sẽ chuyển thành trạng thái chịu lực 1 trục hoặc 2 trục và ứng suất giảm một cách đột ngột, lúc này năng lượng lớn tích lũy trong khối đá dễ được giải phóng sinh ra hiện tượng nổ đá. Hiện nay khi nghiên cứu thí nghiệm quá trình nổ đá trong ngành than cần còn chưa được chú ý đến còn một số nước có ngành công nghiệp than phát triển thì đa số sử dụng các thí nghiệm một trục, 2 trục và 3 trục, quá trình tăng tải không phù hợp với điều kiện thực tế nổ đá tại hiện trường, không thể thực hiện thí nghiệm 1 trục, 2 trục giảm tải đột ngột và như vậy sẽ không thể tái hiện được quá trình nổ đá và hiện tượng nổ đá tại hiện trường. Chính vì vậy ngành than cần phải đầu tư thêm các phòng thí nghiệm, đầu tư các thiết bị thí nghiệm mô phỏng quá trình nổ đá trong điều kiện môi trường dưới sâu.

6.3. Thách thức về phương pháp tính

Hiện nay các tính toán thiết kế phổ biến dựa trên cơ sở lý thuyết biến dạng nhỏ hoặc độ bền giới hạn, nếu áp dụng các lý thuyết tính toán này cho các công trình ở độ sâu lớn sẽ dẫn đến sai lệch, và không phù hợp. Khi khai đào các đường lò dưới sâu, khối đá sẽ xuất hiện biến dạng lớn từ các phía của đường lò, để tính toán biến dạng của khối đá xung quanh đường lò ngoài việc xây dựng các mô hình đặc trưng cơ học vật lý biến dạng phù hợp với khối đá, còn phải sử dụng các lý thuyết phi tuyến biến dạng lớn để tính toán, như vậy các kết quả mới phù hợp với điều kiện môi trường dưới sâu.

Hiện nay phương pháp số đóng một vai trò quan trọng trong việc hỗ trợ tính toán thiết kế các công trình nói chung và công trình ngầm mỏ nói riêng, có rất nhiều các phần mềm ứng dụng dựa trên cơ sở lý thuyết phần tử hữu hạn, sai phần tử hữu hạn, lý thuyết phần tử rời rạc...vv. Nhưng trong các thiết kế hiện nay của ngành mỏ VN việc áp dụng các phần mềm này trong tính toán thiết kế còn rất hạn chế. Do vậy cần phải xem xét điều kiện áp dụng của các phần mềm để sử dụng trong các tính toán thiết kế mỏ phù hợp khi khai thác xuống sâu.

6.4. Thách thức về kỹ thuật công trình

Theo các thông kê trong mục 4 thấy rằng khi khai thác xuống sâu ngành mỏ Việt Nam sẽ phải đối mặt với một loạt các vấn đề như: khối đá xung quanh công trình biến dạng lớn; hiện tượng phụt khí, than; hiện tượng nổ đá; áp lực địa tầng lớn; áp lực nước lớn...vv các vấn đề này sẽ ảnh hưởng đến an toàn trong quá trình thi công các đường lò và khai thác khoáng sản. Đặc trưng cơ học, vật lý của khối đá ở dưới sâu khác biệt nhiều so với khu vực gần mặt đất do vậy mà một số giải pháp kỹ thuật áp dụng thành công trong điều kiện khai thác ở độ sâu nhỏ không còn phù hợp áp dụng khi khai thác ở độ sâu lớn. Vì vậy các cơ quan nghiên cứu ngành than của Việt Nam cần dựa trên cơ sở lý thuyết cơ học khối đá ở độ sâu nhỏ cần tiếp tục nghiên cứu lý thuyết cơ học khối đá ở độ sâu lớn, trên cơ sở kết quả nghiên cứu đề xuất các giải pháp kỹ thuật phù hợp giải quyết các vấn đề về nổ đá, phụt khí phụt than, kỹ thuật phòng nước, kỹ thuật chống giữ trong điều kiện khối đá biến dạng lớn.

6.5. Thách thức về áp dụng công nghệ 4.0 khi tái tạo mở rộng các mỏ cũ

Công nghệ 4.0 đang được áp dụng trong các ngành công nghiệp trong đó có ngành khai thác mỏ. Nhưng hiện nay nước ta có đến trên 90% các mỏ đã khai thác trong vài thập kỷ qua, cơ sở vật chất phục vụ cho khai thác của các mỏ này rất lạc hậu, các công trình xây dựng phục vụ cho khai thác còn thiếu hoặc sử dụng cho nhiều mục đích khác, quy hoạch các công trình trên mặt không phù hợp mạnh mẽ không đảm bảo cho việc áp dụng công nghệ 4.0 trong vận hành sản xuất. Do vậy tương lai gần ngành than trong quá trình mở rộng cải tạo các mỏ cũ cần từng bước thực hiện các công việc sau: Đầu tư xây dựng thêm các công trình trên mặt phục vụ cho công tác khai thác đặc biệt là các công trình phục vụ cho công tác giám sát tự động bên trên mặt bằng và bên dưới hầm lò, quan trắc khí bụi nổ; dỡ bỏ, cải tạo các công trình cũ phù hợp với yêu cầu hiện đại hóa cơ giới hóa trong sản xuất; Nâng cấp xây dựng các trạm xử lý nước thải, hệ thống phun sương dập bụi trong khu vực mỏ; Cải tạo xây dựng các tuyến vận tải liên tục băng băng tải, hạn chế sử dụng phương tiện vận tải bằng ô tô; Cải tạo nâng cấp các tuyến đường ra vào mỏ; chuyển các khu văn phòng vào trong sân công nghiệp mỏ để thuận tiện cho công tác điều hành sản xuất mỏ; tổ chức đào tạo cập nhật các công nghệ kỹ thuật mới cũng như công tác quản lý mới; chú trọng đào tạo nâng cao tay nghề của công nhân theo hướng hiện đại hóa trong khai thác mỏ...vv.

7. Kết luận

Trên cơ sở tổng hợp phân tích các vấn đề khi khai thác xuống sâu của các mỏ trên thế giới ta có thể thấy rằng hiện tại và trong tương lai ngành công nghiệp khai thác than của nước ta đang và sẽ đứng trước muôn vàn những thách thức và khó khăn. Do vậy các nhà khoa học, các đơn vị nghiên cứu, các đơn vị tư vấn thiết kế, các đơn vị sản xuất và các cơ quan quản lý cần chú trọng cho công tác điều tra khảo sát, nghiên cứu giải pháp thi công các đường lò và công nghệ khai thác trong điều kiện khối đá, than biến dạng lớn; áp lực địa lớn; khí bụi nổ cao; phụt khí than; áp lực nước lớn; nhiệt độ, độ ẩm cao; và các vấn đề về vận tải, thông gió thoát nước để đảm bảo an toàn và đầu tư có hiệu quả khi khai thác xuống sâu trong điều kiện của nước ta.

Tài liệu tham khảo

- 何满潮等著.2008. 深部岩体力学基础. 出版于科学出版社.2008.10.
谢和平. 2017. 深部岩体力学与开采理论冶研究构想与预期成果展望. 工程科学与技术. 2017.03.
何满潮等著.2005. 深部开采岩体力学研究. 岩石力学与工程学报. 2005.08.
何满潮. 2005. 深部的概念体系及工程评价指标. 岩石力学与工程学报2005.08.

ABSTRACT

Some problems in the deep mining and challenges of coal mining industry in Viet Nam

Viet Doan Dao¹

¹Hanoi University of Mining and Geology

In order to achieve planned of coal mining productivity, in the near future the coal industry in Vietnam will have to renovations old mines and expand new coal mines. Renovation and investment projects are getting deeper and deeper from the ground, When the mining project is deepened, it also means facing a series of problems such as: stratum pressure increase, rock burst, gas explosion, gas injection, coal injection, large deformation, groundwater, rock permeability, microclimate conditions in harsh mines, excavation and mining in complex geological conditions, and ventilation, drainage, transportation of many difficulties ... etc. This paper conducting synthesis, analyzes study results and experiences in deep mining of some countries in the world and propose the challenges of the coal industry in Vietnam to scientists in the mining industry concentrate on research to provide solutions to ensure safety and efficiency in deep mining.

Keywords: Deep coal mining, problems in coal mining, challenges of coal mining,

Estimating the Radial Displacement on the Tunnel boundary within Efficient Working Area of Rock Tunnelling Quality Index (Q-system)

Van Diep Dinh¹, Ngoc Anh Do^{1,*}, Amund Bruland²

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Norwegian University of Science and Technology

ABSTRACT

Rock Tunnelling Quality Index (Q-system) was developed based on the great numbers of practical cases in tunnelling. On one hand, Q-system illustrated the instruction for supporting by bolts and shotcrete during excavations. Although these instructions in this empirical method obtained from results of constructed tunnel before, the stability of tunnel that supported following instructions of Q-system has not quantified and clarified in literature. On the other hand, the plenty of research pointed out that only a part of Q-system worked most efficiently, the other parts demanded to aid some supplement methods to determine the appropriate rock support parameters. In this paper, twenty eight research cases with supported tunnels within efficient area of Q-system was surveyed by using RS2 software (Rocscience). The performance research about tunnel stability was estimated by the Radial Displacement (RD) at some vital points on the tunnel boundary that facilitated designer and constructor to predict tunnel stability after supporting. The analysis results also showed the RD at the top of crown and the middle of road were greater times than top of wall.

Keywords: *Rock Tunnelling Quality Index; Tunnelling; Rock support; Stability; Radial Displacement.*

Introduction

The classification of Rock Tunnelling Index (Q-system) developed by Barton et al. (1974) is a useful tool for estimating rock mass quality and required support in tunnel and rock caverns. Over the last 10 -15 years, a great number of papers have been issued to expand the application of Q-system. It is undeniable the benefit of Q - system but it has still existed the restriction as other rock mass classification systems. Palmstrom et al. (2002) pointed out the limitation of Q-system that there was an efficient working area on the whole Q-system varied from 0.1 to 40 in Q value, corresponding to the (Span or Height)/ESR ratio changed from 2.5 to 35. This range represents by the highlighted rectangular area plotted at the centre of Figure 1. *Limitation of Q-system for rock support. Outside this area supplementary methods/evaluations/calculations should be applied (reproduced from Palmstrom and Broch, 2006)*

(Arild Palmstrom, Einar Broch, 2006).

On the other hands, the stability of supported tunnels estimated on the basis of Q-system, especially in the efficient working area of Q-system mentioned above, has not been considered adequately. (N. Barton, 1981) conducted a back-calculate method to estimate the average deformation modulus of rock mass classified by Q-system in large caverns. By using finite element method, the results gave the relationship between Q value and the average deformation modulus to predict the deformation of tunnels. Furthermore, the deformations of the arch, wall and the invert of tunnels was determined by the Q/Span or Q/Height ratio. It was pointed out that the magnitude of deformations will also be governed by the dimensions of excavations. It should be noted that these results were obtained from well instrumented underground power stations. Unfortunately, these data did not include the deformation of small tunnels excavated in rock mass with high Q values.

In the research by Bieniawski Z. T., (1974), the number of in-situ deformation measurements were analyzed by classified rock mass following Q-system. The modulus of deformation of an in-situ rock mass was utilized as a useful guide on the basis of Q-system. In other words, the deformation modulus was chosen according to the relationship with Q value. This modulus is required the numerical research related the distribution of stress and displacement surrounding tunnels. However, these results just illustrated the deformations modulus without mentioning the stability of tunnels in efficient working area of Q-system.

This study aims to estimate the stability of rock mass in efficient working area of Q-system based on RD of tunnel boundary obtained from numerical model. The performance research would significantly

* Tác giả liên hệ

Email: dongocanh@hmg.edu.vn

contribute to Q-system application in tunnelling, especially in predicting the stability of tunnel.

Efficient working area of Q-system

Q-system was constituted by the plenty of data that was collected from tunnels in Norway and other countries before. Based on Q-system, the parameters about rock supports as bolts and shotcrete were determined by Rock mass quality in terms of Q value and (Span or Height)/ESR ratio (Equivalent Dimension, *De*). Palmstrom and Broch (2006) conducted elaborately a survey about Q-system and showed that actually the Q-system worked best within a certain range of parameters. This range was illustrated by a rectangle in *Figure 1. Limitation of Q-system for rock support. Outside this area supplementary methods/evaluations/calculations should be applied (reproduced from Palmstrom and Broch, 2006)*

The best working area of Q-system fluctuated between 0.1 and 40 in Q value corresponding to the (Span or Height)/ESR ratio varied from 2.5 to 35.

If the data was outside this area, it was necessary to use other supplementary calculated methods. Those methods will enhance the reliability for determining the proper rock supports in tunnelling.

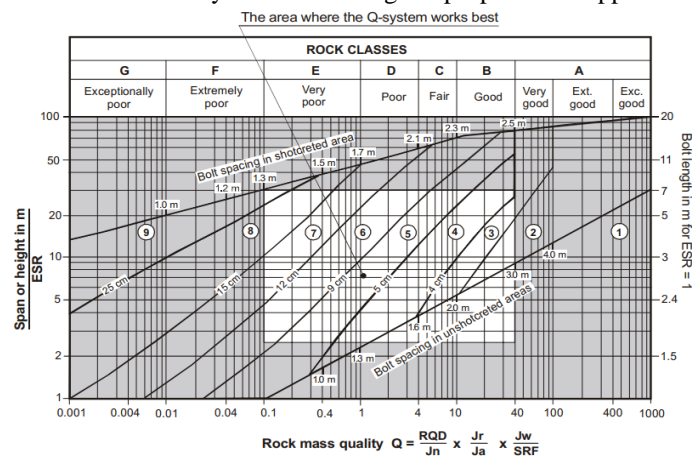


Figure 1. Limitation of Q-system for rock support. Outside this area supplementary methods/evaluations/calculations should be applied (reproduced from Palmstrom and Broch, 2006)

One of the requirements of rock support has to ensure the stability of tunnel after supported. Although rock support was framed followed instructions by empirical methods of Q-system, the weakness of Q-system has not quantified the stability of tunnel. In other words, the RD degree on the tunnel boundary within efficient working area of Q-system has not taken into account adequately.

To handle this problem, the author conducted a numerical investigation using RS2 software (Rocscience) to determine the stability of tunnel in terms of radial RD measured at three points on the tunnel boundary, which are (1) crown of tunnel; (2) top of tunnel wall and (3) tunnel floor (see *Figure 3*).

Cases study and Model parameters

On the basis of efficient working area of Q-system proposed by Palmstrom and Broch (2006), adopted cases of rock mass quality and support structure used in this study have been selected on the mutual boundary between categories as seen in *Figure 2*.

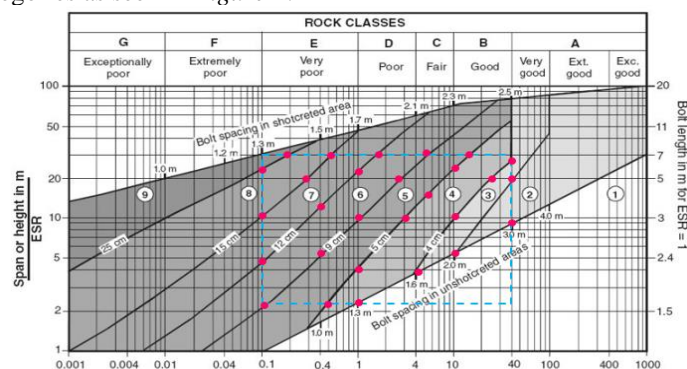


Figure 2. Adopted case studies

Each case in *Figure 2* was located by two parameters of Q value and (Span or Height)/ESR ratio. There were totally 28 numerical calculations conducted in this study. The parameters of all cases are indicated in *Table 1*.

Table 1. Parameters of case study

Case	Qvalue	GSI	B/ESR	Bolt spacing (m)	Bolt length (m)	Thickness of shotcrete (m)
1	0.10	30	25.0	1.3	5.7	0.246
2	0.30	37	35.0	1.4	7.4	0.237
3	1.1.1. 0.10	30	1.1.2. 10.0	1.3	1.1.3. 3.0	0.147
4	1.1.4. 0.30	37	1.1.5. 20.0	1.4	1.1.6. 5.0	1.1.7. 0.150
5	0.55	41	1.1.8. 35.0	1.6	7.4	0.168
6	1.1.9. 0.10	30	4.5	1.3	2.3	0.115
7	1.1.10. 0.40	39	1.1.11. 14.0	1.5	3.8	0.124
8	1.1.12. 1.00	45	1.1.13. 25.0	1.7	5.7	0.122
9	1.1.14. 2.00	50	1.1.15. 35.0	1.8	7.4	0.122
10	1.1.16. 0.10	30	2.5	1.3	1.7	0.091
11	0.40	39	5.0	1.5	2.4	0.087
12	1.00	45	10.0	1.7	3.0	0.090
13	3.00	52	20.0	2.0	5.0	0.090
14	6.00	57	35.0	2.7	7.4	0.088
15	0.50	40	2.5	1.5	1.7	0.052
16	1.00	45	4.0	1.7	2.1	0.049
17	3.50	53	10.0	2.0	3.0	0.052
18	6.00	57	16.0	2.2	4.2	0.050
19	10.00	60	25.0	2.3	5.7	0.055
20	17.00	63	35.0	2.3	7.4	0.066
21	1.00	45	2.5	1.7	1.7	0.047
22	4.00	54	4.0	1.6	2.1	0.000
23	10.00	60	10.0	2.3	3.0	0.040
24	30.00	67	20.0	2.4	6.5	0.049
25	40.00	69	25.0	2.5	5.7	0.040
26	10.00	60	5.0	2.0	2.4	0.000
27	40.00	69	19.0	2.5	4.8	0.000
28	40.00	69	9.5	2.5	2.9	0.000

In reality, tunnelling is a complicate three-dimensional (3D) issue depending on the advancing process of the tunnel face. However, the tunnel considered in this study has the length which is much larger than the dimensions in cross-section of the tunnel. For the sake of simplicity, it could therefore be use two-dimensional (2D) models instead of 3D models (Do et al, 2014).

The 2D model has dimensions of 160 m in both the height and width. These dimensions of 2D model were selected through a parametric analysis to eliminate the effect of the boundary condition on the numerical calculation results.

The surveyed tunnels in this numerical model is D shape with the measurement was respectively determined for each survey case (see *Figure 2*) in which the height of tunnel (H) equals the width (B).

The ESR was set as 1 (categories D) for Power stations, major road and railway tunnel, civil defense chambers, porta intersections according to suggestions of Barton et al (1974)

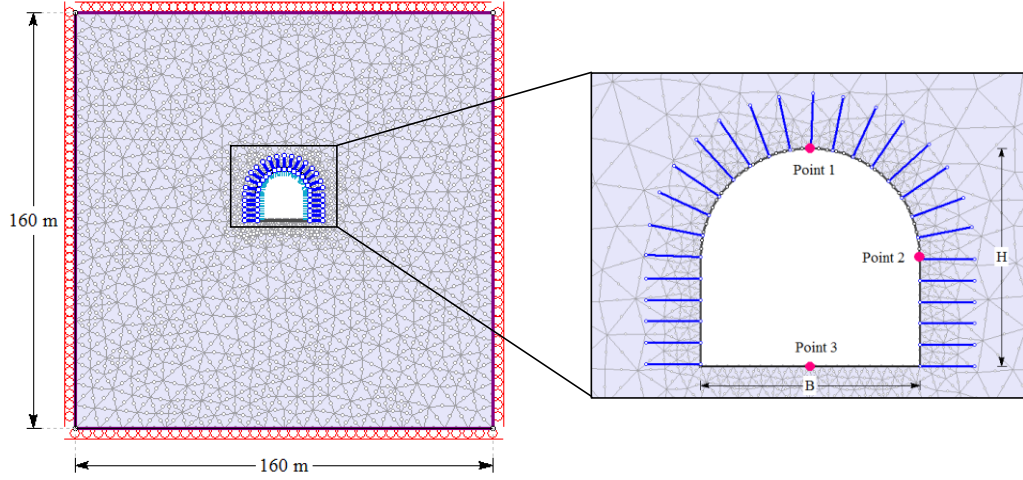


Figure 3. Layout of numerical model and monitored points (1), (2) and (3) was determined by the vertical displacement at point (1), (3) and horizontal displacement at point (2)

The numerical model was discretized and meshed into finite elements. The elements in model was formed as triangles with 6 nodes. Since the model size was enough large to eliminate the effect of model size on the stress and displacement in the rock mass surrounding the tunnel. The external boundary of the model was restricted by x and y directions respectively (see Figure 3)

The simulated initial stress in rock mass was taken into consideration the effect of gravity on the model. The parameters of gravity include the vertical stress based on unit weight of rock mass above the model (γ), depth of tunnel (H) and lateral earth pressure (K_0). In this study, it was assumed that the depth of tunnel is 100 m, rock's unit weight (γ) equals 0.026 MN/m^3 and lateral earth pressure (K_0) was set as 0.5 for whole cases.

Evaluation of rock mass and rock support parameters

The constitutive model using Hoek-Brown failure criterion has been adopted for the rock mass surrounding tunnel (Hoek et al, 2002). The deformation modulus of intact rock E_i was evaluated as follows (Hoek and Diederichs, 2006)

$$E_i = MR \cdot \sigma_{ci} \quad (1)$$

Where: MR - Modulus ratio, MR = 500; σ_{ci} - Uniaxial compressive strength, $\sigma_{ci} = 50 \text{ MPa}$.

The deformation modulus of rock mass (E_{rm}) was calculated on the basis of the following relationship:

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{((60+15D-GSI)/11)}} \right) \quad (2)$$

Where: D - Disturbance factor, assumed D = 0; GSI - Geological Strength Index

The reduced value of material constant (m_b) was calculated based on the Hoek - Brown failure criterion (Hoek et al, 2002).

$$m_b = m_i \cdot \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (3)$$

Where: m_i - Material constant.

For each case in Figure 2 just has produced Q value. Consequently, Q value and Rock Mass Rating (RMR) value of rock mass was transferred by the relationship (Bieniawski Z. , 1989)

$$GSI = RMR_{95} - 5 \quad (4)$$

In addition, the relationship between Q value and RMR value was determined by a logarithmic function as following (Barton N. , 2002)

$$RMR = 15 \log Q + 50 \quad (5)$$

Therefore, GSI value can be calculated as:

$$GSI = 15 \log Q + 45 \quad (6)$$

Bolts and shotcrete were used as rock support for tunnels applied Q-system. The parameters of rock support in Q-system include bolt spacing, bolt length, thickness of shotcrete. These parameters were determined according to cases study in Figure 2. Moreover, the other parameters of bolts and shotcrete used in models were illustrated in

Table 2.

Table 2. Rock support Parameters

Properties	Unit	Value
<i>Fully Bonded Bolts</i>		
Bolt Diameter	mm	20
Bolt Modulus (E)	MPa	200000
Tensile Capacity	MN	0.5
Residual Tensile Capacity	MN	0.5
Pre-Tensioning Force	MN	60
<i>Shotcrete</i>		
Young's Modulus	MPa	45000
Poisson's Ratio	-	0.25

Results and discussion

After simulating 28 cases study, the RD on the boundary at 3 points as (1) top of crown; (2) top of wall and (3) middle of road by using RS2 software (Rocscience) was illustrated in Figure 4..

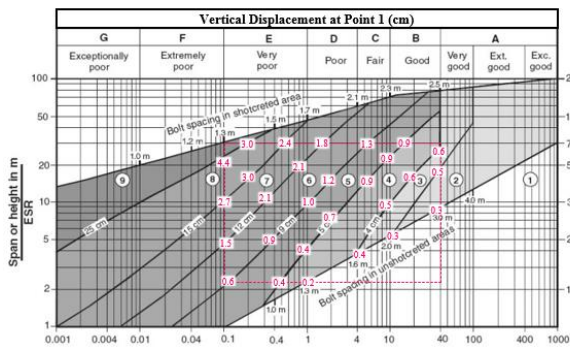


Figure 4. Vertical displacement at Point 1

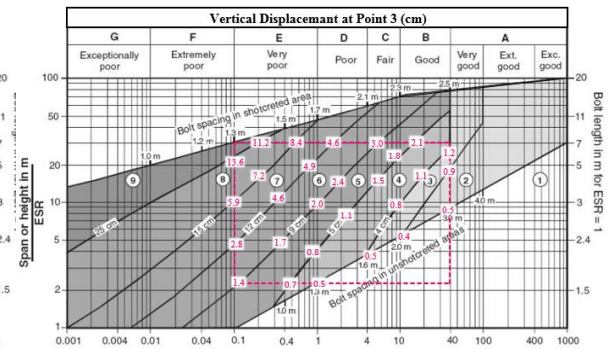


Figure 5. Vertical displacement at Point 3

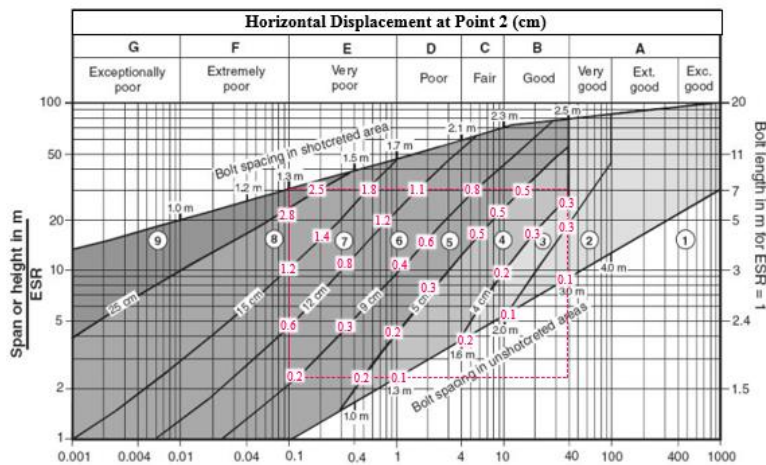


Figure 6. Horizontal Displacement at Point 2

The results about RD at points (1), (2) and (3) in the efficient working area of Q-system presented that the RD degree had a descending trend gradually when Q value is ascending and (Span or Height)/ESR

ratio is decreasing simultaneously. In other words, the supported tunnels by bolts and shotcrete following suggestions of Q-system is more stability when rock mass quality increase and span of tunnels decrease. Figure 4 showed that the RD (vertical displacement) at point 1 when Q value is 0.1 and B/ESR is 25, equals 4.4 cm whereas if Q value is 0.3 and B/ESR is 20, the RD drops to 3 cm.

The results in Figure 5 pointed out the RD at point 3 has a greater value than other points many times. When the Q value was 0.3 and (Span or Height)/ESR ratio was 20, the RD at point 3 (the middle of road) was 7.2 cm, whereas the RD at point 1 and 2 were 3.0 cm and 1.4 cm respectively.

Figure 7 illustrated the effect of Q/De ratio on RD induced at Point 1, Point 2 and Point 3 on the tunnel boundary. Generally, there was a downward trend in the RD at three different points when the Q/De ratio increased following exponential function. The dependency of RD in 28 cases for each point on Q/De ratio was formed in exponential curves in Figure 7. Obviously, the dependency degree of RD at Point 3 had a substantial higher in comparison with RD at other points.

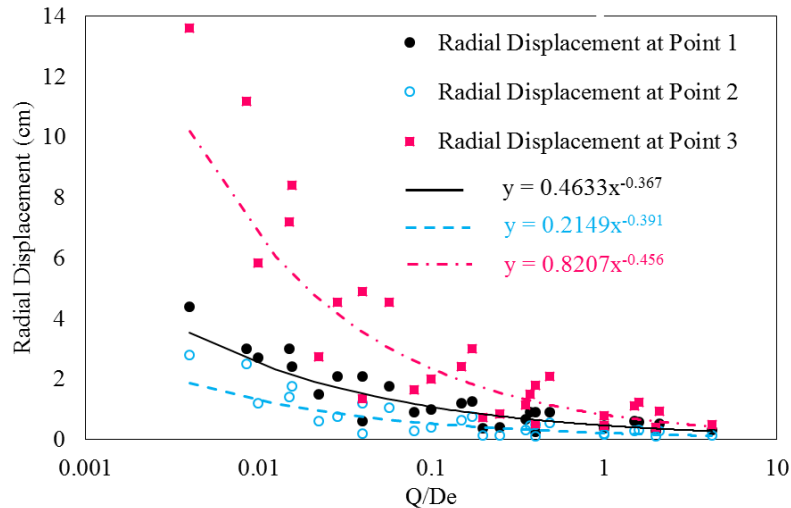


Figure 7. Radial displacement at Point 1, Point 2 and Point 3

It could be demonstrated that the road of tunnel was not support by any structure, so the rock mass could move into tunnel space freely without any restriction. Whereas, at Point 1 and 2, the rock mass also had the radial movement, but the displacement magnitude is smaller than at Point 3 owing to the support of the number of bolts and shotcrete layer on tunnel boundary.

Conclusions

In this literature, the number of numerical investigates has been conducted to estimate the RD on the Tunnel boundary within working efficient area of Rock Tunnelling Quality Index (Q-system). Some conclusions could be derived from the performance study as follows:

- It is undeniable that Q-system exists an efficient working area that has more reliable due to the large number of practical measurements. Beyond this area of Q-system, it demands a lot of supplemental methods to estimate the proper rock supports in designing rock supports for tunnelling.
- The RD at Point 3 is always greater than the RD at other points in mutual conditions. In other words, the magnitude RD at Point 2, Point 1 and Point 3 are in ascending order.
- The RD at Point 3 depends significantly on the Q/De ratio compared dependency degree of RD at others points.

References

- Arild Palmstrom, Einar Broch. (2006). Use and misuse of Rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. *Tunnels and Underground Space Technology*, 575-593.
- Barton, N. (2002). Some new Q-value correlations to assist insite characterisation and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* , 185–216.
- Barton, N. L. (1974). Engineering classification of rock masses for. *Rock Mech*, 189-239.
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering*. New York: A Wiley-Interscience publication.
- Bieniawski, Z. T. (1974). Estimating the strength of rock materials. *Journal of South African Institute of Mining and Metallurgy*.
- David Chapman, N. M. (2010). *Introduction to tunnel construction*. Canada: Taylor & Francis.

- Do Ngoc Anh, D. D.-M. (2014). 2D Tunnel Numerical Investigation - The Influence of the Simplified Excavation Method on Tunnel Behaviour . *Geotechnical and Geological Engineering*, 43-58.
- E. Hoek, C. C.-T. (2002). Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 Edition. *Proc. NARMS-TAC Conference*, (pp. 267-273). Toronto.
- E. Hoek, M. D. (2006). Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 203–215.
- N. Barton, F. R. (1981). Application Of Q-System In Design Decisions Concerning Dimensions And Appropriate Support For Underground Installations. *Norwegian Geotechnical Institute*.
- NGI. (2015). *Using the Q-system*. Oslo, Norway: Norwegian Geotechnical Institute.
- Palmstrom A., B. O. (2002). The Q-system - possibilities and limitations (in Norwegian). *Norwegian National Conference on Tunnelling* (pp. 41.1 – 41.43). Norwegian: Norwegian Tunnelling Association.
- Palmström, A. (2009, February). Combining the RMR, Q and RMi Classification Systems. www.rockmass.net. Oslo Norway.

Nghiên cứu đề xuất tiêu chuẩn kiểm định kết cấu chống linh hoạt bằng thép áp dụng trong các mỏ hầm lò vùng than Quảng Ninh

Khiếu Thị Hà^{1*}, Đào Việt Đoàn²

¹Công ty Cổ phần Tư vấn và Đầu tư Xây dựng Hạ tầng Việt Nam

²Trường Đại học Mỏ - Địa chất

TÓM TẮT

Hiện nay, kết cấu chống giữ cho các đường lò vùng than Quảng Ninh chủ yếu sử dụng loại hình kết cấu chống linh hoạt bằng thép hình vòm bằng thép chữ U hoặc SVP. Trong thực tế các kết cấu chống sau một thời gian sử dụng đã bị vênh vẹo, phá hủy, biến dạng, nứt, vỡ đầu cột không đủ khả năng chịu lực mà không biết là do nguyên nhân kết cấu chống kém chất lượng hay do áp lực khối đất đá lớn. Thường là các mỏ hầm lò nhập kết cấu chống hoặc thép về sau đó gia công hoặc đưa luôn vào sử dụng tại các đường lò mà không thông qua các khâu kiểm định về các chỉ tiêu cơ học cũng như thành phần hợp chất, khả năng chịu lực của thép do vậy không thể kiểm soát được chất lượng đầu vào của kết cấu chống thép trước khi sử dụng. Mặt khác hiện nay ngành than cũng chưa có tiêu chuẩn ngành về tiêu chuẩn kiểm định kết cấu chống nói chung và kết cấu chống thép hình vòm nói riêng. Bài viết phân tích điều kiện làm việc và các dạng phá hủy của kết cấu chống thép trong các mỏ than hầm lò vùng Quảng Ninh, giới thiệu mô hình kiểm định kết cấu chống thép và trên cơ sở tham khảo các tiêu chuẩn kiểm định vì chống thép của Trung Quốc và đặc điểm sử dụng vì chống thép linh hoạt hình vòm vùng Quảng Ninh đề xuất tiêu chuẩn kiểm định loại hình kết cấu chống thép linh hoạt kích thước hình vòm bằng thép U hoặc SVP áp dụng cho các mỏ than hầm lò vùng Quảng Ninh.

Từ khóa: Vì chống linh hoạt bằng thép, tiêu chuẩn kiểm định, mô hình kiểm định

1. Đặt vấn đề

Hiện nay kết cấu chống bằng vì thép được sử dụng phổ biến nhất tại các mỏ than hầm lò vùng Quảng Ninh, với tỷ lệ chiếm khoảng 90% tổng khối lượng các loại hình vì chống áp dụng tại vùng than Quảng Ninh. Trong đó loại vì thép được sử dụng phổ biến là vì thép linh hoạt lồng máng SVP hoặc thép chữ U cho các đường lò có hình dạng tiết diện ngang hình vòm, với số hiệu loại thép 17, 22, 25, 27, 29...vv có cấu tạo bởi 1 xà và 2 cột, liên kết giữa xà và cột với nhau bằng gông khớp ma sát hay khớp trượt. Tại một số đường lò sau khi chống giữ các vì thép đã bị phá hủy biến dạng ở các mức độ khác nhau, có rất nhiều nguyên nhân dẫn đến kết cấu chống bị phá hủy nhưng một trong những nguyên nhân đó là chưa thông qua tiến hành kiểm định trước khi đưa vào sử dụng. Bài viết phân tích điều kiện làm việc và các dạng phá hủy kết cấu chống linh hoạt bằng thép hình vòm, các mô hình, tiêu chuẩn kiểm định kết cấu chống linh hoạt của Trung Quốc trên cơ sở đó đề xuất mô hình và tiêu chuẩn kiểm định kết cấu chống linh hoạt bằng thép áp dụng trong các mỏ than hầm lò vùng Quảng Ninh.

2. Điều kiện làm việc và các dạng phá hủy vì chống thép hình vòm tại các mỏ vùng Quảng Ninh

Các vì chống thép trong các mỏ than hầm lò vùng Quảng Ninh làm việc trong các điều kiện sau:

- Môi trường có nước xâm thực: nước ngầm có tính axit cao nồng độ $\text{pH} = 2,2 \div 3,6$ hàm lượng ion sunfat, cặn lơ lửng cao làm cho vì thép bị xâm thực nhanh dẫn đến giảm tuổi thọ và khả năng chịu lực;

- Hàm lượng các chất khí: Trong các vỉa than và đá có chứa các loại khí thiên nhiên chủ yếu đặc trưng cho quá trình trầm tích và biến chất than đó là khí Metan (CH_4), Hydro (H_2), Cacbonic (CO_2), Nitơ (N_2). Ngoài ra còn xuất hiện khí Ôxit Cacbon (CO), khí Metan (CH_4), hàm lượng khí metan có quy luật tăng dần theo chiều sâu, Khí Hydro (H_2), khí Hydro phân bố không đồng đều giữa các vỉa và không có quy luật rõ ràng, khí Cacbonic (CO_2): có xu hướng giảm dần theo chiều sâu, Khí Nitơ (N_2) là loại khí rất phổ biến, chúng chiếm tỷ lệ lớn trong thành phần hỗn hợp khí than. Các chất khí này cũng ảnh hưởng đến điều kiện làm việc của vì thép;

- Độ ẩm của không khí: Theo một số tài liệu khảo sát thì độ ẩm của không khí ở các mỏ vùng Quảng Ninh vào khoảng 85÷90% (lò cái vận tải, lò chợ), cao nhất là 95÷100% ở lò thoát gió và các lò cụt hoặc lò có điều kiện thông gió kém. Với điều kiện độ ẩm không khí cao như vậy các vì thép bị ô xi hóa rất nhanh làm giảm tuổi thọ và khả năng chịu lực của kết cấu chống;

* Tác giả liên hệ

Email: hadim.hung@gmail.com

- Đất đá phân lớp không đồng nhất có thể nằm đa dạng: Khối đá không đồng nhất, có thể nằm khác nhau như nằm ngang, nằm nghiêng, thẳng đứng như vậy kết cấu chống sẽ chịu tải trọng lệch gây ra các phá hủy cục bộ trên chu vi kết cấu chống;

- Tuổi thọ đường lò: tuổi thọ của đường lò tùy thuộc vào mục đích sử dụng của đường lò có thể từ 3÷20 năm, như vậy những đường lò có thời gian tồn tại ngắn, kết cấu thép có thể được sử dụng đi sử dụng lại vài lần, trong quá trình sử dụng đã bị ô xi hóa, xâm thực do đó sẽ bị giảm khả năng chịu lực sau khi sử dụng lại;

- Mức độ tiếp xúc với đất đá biên: phương pháp đào phá vỡ đất đá chủ yếu sử dụng phương pháp khoan nổ mìn, biên đào không trơn nhẵn, hệ số thừa tiết diện lớn làm ảnh hưởng đến việc tiếp xúc trực tiếp của vì chống với khối đá biên, trên chu vi kết cấu chống có chỗ tiếp xúc với khối đá thông qua tấm chèn có chỗ không tiếp xúc với khối đá làm cho khung chống chịu lực không đều gây ra biến dạng phá hủy cục bộ kết cấu chống khi áp lực lớn;

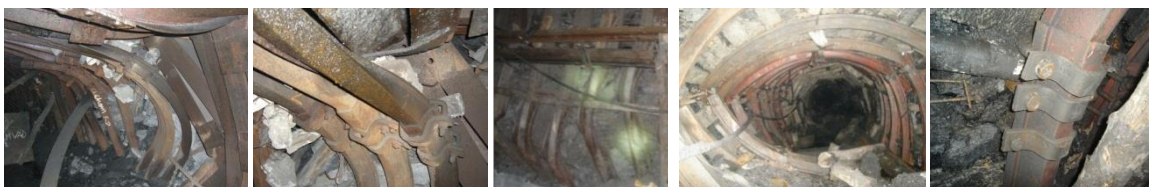
- Thi công lắp dựng khung chống: Nhiều các khung chống thi công lắp đặt không đúng tiêu chuẩn như lực xiết bu lông, khoảng cách lồng giữa đầu xà với đầu cột làm cho làm hạn chế mức độ lún của vì chống khi áp lực tác dụng lên vì chống lớn dẫn đến phá hủy tại vị trí liên kết gông giữa đầu cột và đầu xà;

- Chế tạo kiểm định trước khi đưa vào sử dụng: hầu hết các loại vì chống thép trước khi đưa vào sử dụng chỉ kiểm tra bằng mắt thường và đo kích thước, không thông qua các kiểm định về cường độ cũng như các thành phần hóa học trong thép để xem có đạt tiêu chuẩn trước khi đưa vào sử dụng không;

- Ảnh hưởng của phương pháp phá vỡ đất đá: sử dụng phương pháp khoan nổ mìn phá vỡ đất đá làm ảnh hưởng đến các vì chống gần gương có thể làm các vì chống bị xô lệch nghiêm trọng hơn bị vênh vẹo làm ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của kết cấu chống, ngoài ra khi sử dụng phương pháp khoan nổ mìn dễ gây ra thừa tiết diện, biên đường lò lồi lõm rầy ra hiện tượng rỗng óc sau khung vì chống, làm phá hủy khối đá xung quanh đường lò gây tải trọng tác dụng lên khung chống;

- Chèn sau vì chống: phía sau các vì chống thường sử dụng các tấm chèn bê tông cốt thép và gỗ, áp lực đất đá truyền lực cho tấm chèn sau đó mới truyền cho khung vì chống.

Một số dạng phá hủy vì thép vùng than Quảng Ninh thể hiện trên hình 1 ở các dạng như: xoắn vò đố, vỡ đầu cột, cong vênh, nứt dọc vì chống, vỡ miệng đầu cột đầu xà vì chống, tuột gông nối xà và cột, nguyên nhân có thể do áp lực đất đá xung quanh lớn cũng có thể do chất liệu của kết cấu kém chất lượng.



Hình 1. Một số phá hủy điển hình vì thép trong các đường lò vùng Quảng Ninh

Trên đây là những điều kiện làm việc cũng như các dạng phá hủy của kết cấu chống bằng thép vùng Quảng Ninh trên cơ sở điều kiện làm việc cũng như phá hủy này cần đi xây dựng mô hình cũng như đưa ra quy trình kiểm định kết cấu chống thép trước khi đưa vào sử dụng cho phù hợp điều kiện vùng than Quảng Ninh.

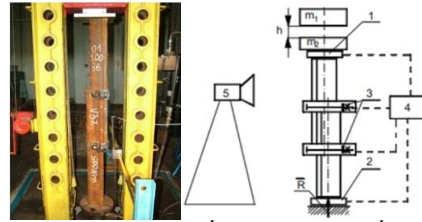
3. Mô hình kiểm định chịu lực vì chống thép hình vòm

Mô hình kiểm định vì chống thép gồm mô hình kiểm định toàn bộ vì chống và mô hình kiểm định liên kết gông. Trên hình 2 (Viện Khoa học công nghệ mỏ, 2015) thể hiện một dạng mô hình kiểm định vì chống thép hình vòm linh hoạt kích thước, dưới tác dụng của áp lực thẳng đứng và áp lực hông tạo ra bởi hệ thống kích thủy lực. Tất cả giá trị dịch chuyển và độ lớn của ngoại lực đều được ghi lại bằng các bộ cảm biến đặt ở khớp ma sát, chân vì chống và dưới điểm đặt lực.

Sự dịch chuyển trượt chồng lên nhau giữa hai đầu xà và cột được kiểm soát bởi các khớp ma sát, lực ma sát này chống lại sự dịch chuyển tương đối giữa xà và cột. Khi độ linh hoạt của vì chống hết giới hạn vì chống trở thành kết cấu chống cứng ta sẽ biết được giá trị lực tác dụng tại các vị trí kích. Tiếp tục tăng lực kích đẩy của kích sẽ biết được giá trị lực kích đẩy khi vì chống bị biến dạng. Để kiểm định vì chống, các kích thủy lực tại các điểm gia tải cần có giá trị gia tải dự kiến để gia tải. Trong quá trình thử nghiệm, liên tục gia tải theo đã định, mức độ gia tải không chế trong khoảng 10 ± 2 kN/phút.



Hình 2. Mô hình kiểm định chịu lực vì chống thép loại đứng và nằm ngang



1, 2, 3 - Các biến lực; 4- Hệ thống đo đặc trung tâm, 5- Camera tốc độ cao
Hình 3. Mô hình kiểm định trượt liên kết gông giữa xà và cột

Trên hình 3 (Viện Khoa học công nghệ mỏ, 2015) thể hiện mô hình kiểm định trượt liên kết gông giữa xà và cột. Mẫu thử nghiệm là 2 đoạn thép SVP dài 80-100cm lồng vào nhau, đoạn ghép nối dài 40 cm và lắp gông kẹp theo yêu cầu kiểm định. Phương pháp thử nghiệm là đưa mẫu thử nghiệm đặt lên máy nén, hai đầu của mẫu thử nghiệm đặt trên tấm đệm thép, dưới tác dụng của lực nén dọc trục tiến hành kiểm định khớp ma sát thông qua giá trị lực nén và mức độ dịch chuyển trượt của mẫu. Khi kiểm định, tốc độ gia tải chậm, tốc độ lớn nhất không quá 1 kN/s.

4. Đề xuất quy trình tiêu chuẩn thẩm định kết cấu chống thép cho các mỏ vùng Quảng Ninh

Hiện nay, nước ta vẫn chưa xây dựng được tiêu chuẩn kiểm định các loại vì chống trước khi đưa vào sử dụng, do vậy tác giả đề xuất tham khảo sử dụng các tiêu chuẩn đã ban hành của Trung Quốc có xem xét đến điều kiện địa chất, kỹ thuật vùng than Quảng Ninh.

Trên cơ sở các tiêu chuẩn này cùng với phân tích điều kiện làm việc và các dạng phá hủy của vì chống thép tại các mỏ hầm lò vùng Quảng Ninh, tham khảo các tiêu chuẩn của Trung Quốc đề xuất tiêu chuẩn kiểm định vì chống linh hoạt thép hình vòm sử dụng chống giữ các đường lò bao gồm các nội dung sau:

4.1. Định nghĩa và thuật ngữ

- Khả năng mang tải định mức: Là khả năng chịu được tải trọng tác động lên vì chống ở trạng thái cứng tại thời điểm vì chống bị biến dạng trên mức cho phép (tính theo trạng thái biến dạng) hoặc ứng suất trong vì chống lớn hơn ứng suất cho phép (tính theo trạng thái bền). Ký hiệu, P_{dm} (kN/vì).

- Khả năng mang tải ban đầu: Là khả năng chịu được tải trọng tác động lên vì chống tại thời điểm xảy ra hiện tượng trượt đầu tiên ở khớp ma sát. Ký hiệu P_{bd} (kN/vì).

- Khả năng mang tải khi làm việc: Là khả năng chịu được tải trọng tác động lên vì chống khi vì chống ở trạng thái làm việc ($P_{bd} \leq P_{lv} \leq P_{dm}$). Ký hiệu P_{lv} (kN/vì).

- Khớp ma sát: Là chi tiết liên kết và khoá chặt 2 đoạn vì chống, sao cho khi lực tác dụng (lực dọc) lớn hơn lực ma sát, hai đoạn vì chống có thể dịch chuyển trượt lồng vào nhau.

- Độ linh hoạt của khớp ma sát: Độ dịch chuyển tương đối cho phép tại mối liên kết giữa các cấu kiện thép hình vì chống.

$$\Delta l = l_1 - l_0 \quad (1)$$

- Hệ số khả năng mang tải: Là tỷ số giữa khả năng mang tải ban đầu và khả năng mang tải định mức của vì chống.

$$k = P_{bd} / P_{dm} \quad (2)$$

- Gia tải dự kiến: Là giá trị tải trọng dự kiến tác động lên vì chống thép SVP bằng các kích thủy lực tại các điểm bố trí gia tải trước khi công tác kiểm định bắt đầu.

- Diện tích sử dụng vì chống S , m^2 : Là diện tích mép trong của vì chống ở trạng thái trước khi lún.

- Chiều cao vì chống: Ký hiệu H , Chiều rộng vì chống: Ký hiệu B .

- Gông kẹp: Là bộ phận chính trong khớp ma sát, có tác dụng liên kết và khoá chặt 2 đoạn vì chống trong vì chống thép hình vòm linh hoạt.

- Mẫu thử nghiệm gông: Là kết cấu thử nghiệm dạng thẳng, sau khi lắp ghép 2 đoạn thép SVP bằng gông kẹp, tấm đệm và đai ốc, dưới tác dụng của cơ cấu tạo áp lực định hướng có thể thực hiện sự dịch chuyển tương đối.

- Khả năng mang tải của khớp ma sát: Là lực ma sát chống lại sự sinh ra sự dịch chuyển tương đối của 2 đoạn thép hình SVP dưới tác động ngoại lực.

- Khả năng mang tải lớn nhất của gông kẹp: Khi gông kẹp ở trạng thái nhất định của lực siết đai ốc, mẫu thử nghiệm có được khả năng mang tải lớn nhất.

- Khả năng mang tải nhỏ nhất của gông kẹp: Khi gông kẹp ở trạng thái nhất định của lực siết đai ốc, mẫu thử nghiệm có được khả năng mang tải nhỏ nhất.

- Khả năng mang tải trung bình của gông kẹp: Khi gông kẹp ở trạng thái nhất định của lực siết đai ốc, mẫu thử nghiệm có được khả năng mang tải ổn định.

- Chiều dài ban đầu khớp ma sát: Là phần lồng vào nhau giữa hai đoạn vì chống (tại khớp ma sát) ở thời điểm trước khi vì chống chịu tải. Ký hiệu l_0 .
- Chiều dài khớp ma sát ở trạng thái cứng: Là phần lồng vào nhau giữa hai đoạn vì chống ở khớp ma sát khi vì chống ở trạng thái cứng. Ký hiệu l_1 .
- Độ linh hoạt của khớp ma sát: Độ dịch chuyển tương đối cho phép tại mỗi liên kết giữa các cấu kiện thép hình vì chống.

$$\Delta l = l_1 - l_0 \quad (3)$$

4.2. Thiết bị và dụng cụ kiểm định (Viện Khoa học Công nghệ Mỏ - Vinacomin. 2015)

- Khuôn mẫu: Độ cong của xà và cột được đo và kiểm tra bằng các khuôn mẫu.
- Thiết bị kiểm định khả năng mang tải của vì chống
 - + Sử dụng thiết bị kiểm định hình tròn, đặt nằm trên mặt đất để kiểm định khả năng mang tải của vì chống thép hình vòm.
 - + Thiết bị kiểm định sử dụng kích thủy lực, bố trí tại các điểm gia tải. Mỗi kích thủy lực có khả năng gia tải không nhỏ hơn 150 kN.
- Thiết bị kiểm định khả năng mang tải của khớp ma sát: Sử dụng thiết bị kiểm định kiểu đứng, áp lực định mức không nhỏ hơn 150 kN, hành trình không nhỏ hơn 350 mm, và có thể tự động vẽ đường đặc tính khả năng mang tải và độ dịch chuyển trượt của mẫu thử nghiệm. Sai lệch đọc số của máy nén không quá 1%.
- Thước thẳng, thước cuộn: Để đo chiều dài ban đầu của khớp ma sát, chiều dài khớp ma sát ở trạng thái cứng, độ linh hoạt của khớp ma sát.
- Áp lực kế, lực kế: Dùng để đo lực từ máy nén, lực dọc trong bu lông gông.
- Cảm biến biến dạng hoặc máy thủy chuẩn: Sử dụng để đo độ võng, chuyển vị của khớp ma sát. Các dụng cụ có độ chính xác tới 0,1 mm. Cần chọn tính năng kỹ thuật của thiết bị phù hợp với giá trị đo độ võng, chuyển vị cần đo.

4.3. Lấy mẫu kiểm định (Viện khoa học công nghệ mỏ, 2015)

- Sử dụng phương pháp lấy mẫu ngẫu nhiên đối với kiểm định xuất xưởng và kiểm định kết cấu. Cứ 500 bộ gông kẹp phân thành 1 lô, nhiều hơn 100 bộ hoặc ít hơn 500 bộ thì phân thành 1 lô riêng.
- Kiểm định xuất xưởng cần lấy mẫu kiểm nghiệm ngẫu nhiên 6 bộ/1 lô sản phẩm.
 - Kiểm định kết cấu cần lấy mẫu kiểm nghiệm ngẫu nhiên 3 bộ/ 1 lô sản phẩm.
 - Chọn 2 đoạn thép SVP thẳng, dài 800 mm/đoạn ghép lại với nhau, đoạn ghép nối dài 400 mm và lắp đặt khớp ma sát theo yêu cầu.

4.4. Các hạng mục cần tiến hành kiểm định

Dựa vào phân tích điều kiện làm việc và các dạng phá hủy của vì chống thép hình vòm tại các mỏ hầm lò vùng Quảng Ninh đề xuất các hạng mục tiến hành kiểm tra theo bảng 1.

Bảng 1. Các hạng mục cần tiến hành kiểm định

TT	Hạng mục kiểm tra	Nội dung kiểm tra
1	Nguyên vật liệu	Kích thước hình dạng bên ngoài của thép; tính năng cơ học và thành phần hóa học
2	Cắt chế tạo thép hình	Độ vuông góc giữa đường tâm theo trục dọc của mặt cắt đầu xà, cột; sai lệch kích thước, độ cong vênh; tình trạng vết nứt vị trí đầu cắt xà và cột
3	Yêu cầu cán chế tạo	Sai lệch giữa bản mẫu xà và cột; tình trạng vết nứt đoạn đầu xà và cột; chiều dài đoạn đường thẳng và đoạn đường cong của xà, cột; lượng mở miệng rãnh của xà, cột.
4	Gông	Các linh kiện có tính lắp lẫn; độ cứng của gông
5	Yêu cầu chịu tải và dịch chuyển trượt	Thử nghiệm khả năng chịu tải của vì chống; thử nghiệm dịch chuyển trượt giữa cột và xà chống
6	Lắp dựng vì chống	Tổng độ cao và chiều rộng sau khi lắp dựng vì chống; độ bằng phẳng sau khi lắp dựng vì chống; chiều dài đoạn gông nối sau khi lắp dựng vì chống.

4.5. Yêu cầu kỹ thuật của xà, cột chống (Tiêu chuẩn MT/T 882-2000).

- Đoạn cong của xà và cột dùng bản mẫu để kiểm tra, sai số kích thước thiết kế so với bản mẫu không lớn hơn 0,5mm; khi xà nối với bản mẫu khớp hai đầu thì độ sai lệch xà nối và bản mẫu không lớn hơn 6mm, khi xà nối và bản mẫu khớp nhau thì sai lệch giữa hai đầu và bản mẫu đều không lớn hơn 4mm; khi cột chống đoạn thẳng với bản mẫu khớp nhau thì sai lệch giữa đầu đường cong và bản mẫu không lớn hơn 5mm;

- Tính năng cơ học và thành phần hóa học của thép hình phải phù hợp với tiêu chuẩn mục 5.1.2 của tiêu chuẩn GB/T 4697-2008, mục 5.3 tiêu chuẩn Q/GBKJ 019-2007 Trung Quốc

- Độ sai lệch về trọng lượng, hình dạng bên ngoài, kích thước thép hình dựa theo các quy định tiêu chuẩn liên quan GB 4697, YB (T) 46, MT 143 của Trung Quốc hoặc các tiêu chuẩn của Việt Nam.

- Sau khi cắt thép hình, mặt cắt đầu thép phải vuông góc với đường tâm theo chiều dọc trục của thép, sai số độ lệch vuông góc mặt cắt đầu không được lớn hơn 2mm

- Sau khi cắt thép hình, cần làm sạch các ba vĩa, đường viền, lõi lõm, ô xi hóa bám trên thép hình;

- Sau khi cắt thép không được có hiện tượng nứt nẻ ở đầu mặt cắt, nếu có cần hàn hoặc mài bằng;

- Sau khi cán chế tạo thành hình xà nối, cột, đoạn cong cần phải cong trơn, đoạn đường thẳng của chân chống giao với đoạn cong của chân chống phải trơn đều không có hiện tượng lượn sóng;

- Sau khi chế tạo xong, hai đầu xà, bộ phận đầu đường cong cột chống không được phép có vết nứt theo phương ngang, chiều dài vết nứt theo phương dọc không lớn hơn 80mm;

- Sau khi chế tạo xong xà nối, cột chống, chiều dài đoạn đường thẳng hai đầu đường cong của cột và hai đầu của xà nối đối với vì chống 18, 25U hoặc SVP không lớn hơn 120mm, đối với vì chống thép 29, 36U không lớn hơn 80mm.

- Sau khi thành sản phẩm, xà nối vì chống thép 18, 25 U hoặc SVP, sai lệch độ cong lớn nhất toàn chiều dài không lớn hơn 3mm; đối với xà nối vì chống thép 29, 36U hoặc SVP không lớn hơn 4mm;

- Sau khi xà nối vì chống thành sản phẩm, lượng mở miệng của máng thép hình không vượt quá 4mm.

- Các linh kiện của gông cần gia công có tính lắp lẫn nhau được, ốc vít cần có thể lắp vào hai gông ở trạng thái thẳng;

- Khi vì chống thép chữ U hoặc SVP có diện tích tiết diện $S \leq 10m^2$, độ sai lệch chiều cao cho phép là $\pm 30mm$, độ sai lệch chiều rộng cho phép là $\pm 40mm$; khi diện tích tiết diện vì chống $S \geq 10m^2$, độ sai lệch chiều cao cho phép là $\pm 40mm$, độ sai lệch chiều rộng cho phép là $\pm 50mm$.

- Sau khi lắp đặt vì chống thép chữ U hoặc SVP, tại mỗi khớp nối vì chống, độ sai lệch cho phép về chiều dài hai khớp nối là $\pm 5mm$.

- Trong đá mềm, chân cột vì chống thép chữ U hoặc SVP bắt buộc phải hàn đế, kích thước đế phải phù hợp với yêu cầu của thiết kế.

- Khi diện tích tiết diện vì chống $S \leq 10m^2$, độ sai lệch cho phép theo mặt phẳng vì chống là $\pm 40mm$; khi diện tích tiết diện $S > 10m^2$, độ lệch sai lệch cho phép theo mặt phẳng vì chống là $\pm 60mm$.

- Lực kháng làm việc ban đầu và lực kháng làm việc định mức của vì chống thép chữ U hoặc SVP phải không nhỏ hơn quy định trong bảng 1 của tài liệu tiêu chuẩn MT.T 882-2000 (quy phạm Trung Quốc).

- Khi lực kháng làm việc của vì chống thép chữ U, SVP đạt từ 1÷1,5 lần lực kháng làm việc định mức thì tổng lượng dịch chuyển trượt của khớp nối linh hoạt kích thước thép chữ U SVP không nhỏ hơn giá trị quy định trong bảng 2 của tài liệu tiêu chuẩn MT.T 882-2000 (quy phạm Trung Quốc)..

- Khi tổng lượng dịch chuyển trượt của khớp nối linh hoạt và lực kháng làm việc của vì chống thép chữ U hoặc SVP thỏa mãn yêu cầu với bảng 2 và bảng 3 thì các cấu kiện vì chống và gông sẽ không xuất hiện các vết rạn nứt.

4.6. Trình tự kiểm định về chịu lực của vì chống (Tiêu chuẩn MT/T 882-2000).

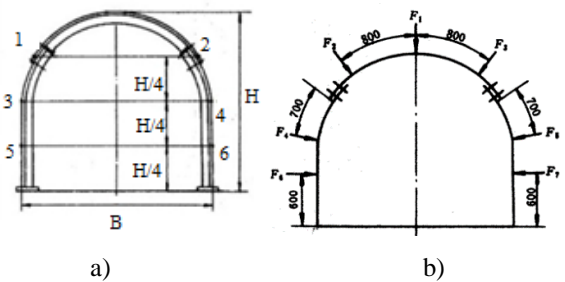
Bước 1: Đưa cột vì chống vào ổ chân cột trên khung kiểm định, chân cột phải tiếp xúc hoàn toàn với đáy ổ chân cột. Tiến hành dịch chuyển 2 ổ chân cột sao cho đảm bảo chiều rộng thiết kế. Sau đó xiết chặt đai ốc cố định ổ chân cột trên khung kiểm định.

Bước 2: Lắp dựng hoàn thiện vì chống, đo chiều rộng và chiều cao vì chống và các kích thước từ 1-6 thể hiện trên hình 4a sau khi lắp dựng.

Bước 3: Căn cứ vào vị trí khớp ma sát của vì chống bố trí các điểm gia tải như trong hình 4b. Lực gia tải dự kiến ban đầu tại mỗi điểm không lớn hơn 10 kN.

Bước 4: Đo chiều dài ban đầu khớp ma sát.

Bước 5: Tiến hành gia tải: các kích thủy lực tại các điểm gia tải thể hiện trên hình 4b. Trong quá trình kiểm định, mức độ gia tải khống chế trong khoảng (10 ± 2) kN/phút. Tải trong tác dụng $F_1 = F_2 = F_3 = 2F_4 = 2F_5 = 2F_6 = 2F_7$ (trong trường hợp đất đá xung quanh đồng nhất); $F_1 = F_2 = 2F_3 = 2F_4 = 2F_5 = 2F_6 = 2F_7$ (trong trường hợp đất đá phân lớp nghiêng tải trọng bất đối xứng).



a) Kiểm tra kích thước sau lắp dựng; b) Vị trí các điểm đặt lực gia tải

Hình 4. Các vị trí kiểm tra kích thước và điểm đặt lực

Trong đó, $F_1 \div F_7$ là các lực tác động lên vì chống tại các điểm gia tải.

Trong quá trình gia tải, ghi chép khả năng mang tải ban đầu, khả năng mang tải định mức, chiều dài khớp ma sát và độ linh hoạt khớp ma sát vào sổ theo dõi.

Trong quá trình gia tải, nếu:

- Khả năng mang tải ban đầu không thỏa mãn thì tạm dừng kiểm định và điều chỉnh lại đai ốc gông liên kết. Khi điều chỉnh quá 3 lần mà khả năng mang tải của vì chống vẫn không đạt yêu cầu thì kết thúc quá trình kiểm định.

- Khả năng mang tải của vì chống trong phạm vi từ 1÷1,5 lần khả năng mang tải định mức và độ linh hoạt của khớp ma sát đạt giá trị quy định ở tiêu chuẩn kiểm định vì chống thép U, SVP hình vòm thì dừng kiểm định, quan sát xem vì chống có xuất hiện vết nứt không.

- Khả năng mang tải của vì chống lớn hơn khả năng mang tải định mức nhưng tổng mức dịch chuyển trượt của khớp ma sát không thỏa mãn hoặc tổng mức dịch chuyển trượt của khớp ma sát đạt 1,5 lần giá trị quy định nhưng khả năng mang tải chưa đạt được khả năng mang tải định mức thì tạm dừng kiểm định, điều chỉnh lại đai ốc gông rồi mới tiếp tục, nhưng số lần điều chỉnh không quá 3 lần.

4.7. Trình tự kiểm định mức độ trượt của khớp ma sát (GB/T 4697-2008)

Bước 1: Đưa mẫu thử nghiệm đặt lên máy nén, hai đầu của mẫu thử nghiệm phải đặt trên tấm đệm thép

Bước 2: Tiến hành kiểm định khả năng mang tải và mức dịch chuyển trượt của mẫu thử nghiệm dưới tác dụng của áp lực dọc trục, thể hiện trên hình 5

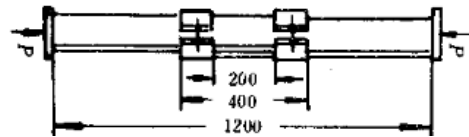
- Khi kiểm định, tốc độ gia tải phải chậm, tốc độ gia tải lớn nhất không quá 1 kN/s.
- Trong quá trình gia tải, liên tục ghi chép giá trị khả năng mang tải và vị trí dịch chuyển, đồng thời vẽ đường đặc tính mối quan hệ giữa khả năng mang tải làm việc và mức độ dịch chuyển trượt.
- Mỗi loại khớp ma sát phải thử nghiệm 3 lần, kết quả thử nghiệm của mỗi lần phải phù hợp với quy định trong tiêu chuẩn kiểm định vì chống thép hình vòm.
- Khi làm kiểm định lặp lại, phải thay thế đồng thời cả mẫu thử thép U, SVP và khớp ma sát.
- Sử dụng dụng cụ đo góc kiểm tra các góc nghiêng.

4.8. Kết quả kiểm định

- Ghi chép số liệu kiểm định
 - + Chất lượng bề ngoài vì chống sau khi lắp dựng; Tổng chiều cao và chiều rộng vì chống; Chiều dài ban đầu khớp ma sát; Độ phẳng vì chống; Khả năng mang tải, biến dạng, dịch chuyển.
 - + Chiều dài ban đầu khớp ma sát; Chiều dài khớp ma sát ở trạng thái cứng; Độ linh hoạt của khớp ma sát; Khả năng mang tải làm việc nhỏ nhất, lớn nhất và trung bình.
- Đánh giá kết quả kiểm định
 - + Vì chống được xem là đạt yêu cầu về khả năng mang tải và kích thước nếu chúng đáp ứng được tất cả các quy định nêu trong tiêu chuẩn kiểm định vì chống thép U hoặc SVP hình vòm linh hoạt.
 - + Khi tính năng lực học đạt tiêu chuẩn, chất lượng gia công có tỷ lệ đạt tiêu chuẩn lớn hơn 85% thì phán định sản phẩm đạt tiêu chuẩn, nhỏ hơn 85% thì phán định sản phẩm không đạt tiêu chuẩn.
- Báo cáo kết quả kiểm định: Biên bản kiểm định ghi rõ các nội dung: Đơn vị sản xuất; Ngày sản xuất; Ngày, phương thức lấy mẫu; Ngày kiểm định; Kết quả số liệu kiểm định; Trạng thái mẫu thử sau khi kiểm định; Chữ ký của người kiểm tra; Ký, đóng dấu cơ quan chủ quản.

5. Kết luận và kiến nghị

Kiểm định kết cấu chống lò trước khi đưa vào sử dụng là hết sức cần thiết để kiểm soát được chất lượng của kết cấu chống, ngành Công nghiệp than Việt Nam than đã trải qua vài thập kỷ khai thác than



Hình 5. Mô hình kiểm định khớp ma sát

nhưng đến nay vẫn chưa ban hành ra các tiêu chuẩn kiểm định kết cấu chống lò nói chung và kết cấu chống linh hoạt bằng thép hình vòm nói riêng, trên cơ sở phân tích điều kiện sử dụng vì chống thép linh hoạt hình vòm tại các mỏ than Quảng Ninh và tham khảo các tiêu chuẩn kiểm định vì chống của Trung Quốc bài viết đã đề xuất nội dung quy trình kiểm định kết cấu chống thép linh hoạt hình vòm. Cũng qua đây kính đề nghị các đơn vị quản lý của ngành than giao cho các đơn vị trực thuộc ngành biên soạn tiêu chuẩn kiểm định và đầu tư xây dựng phòng kiểm định chất lượng vì chống trước khi đưa vào sử dụng để đảm bảo an toàn chống giữ các đường lò trong điều kiện ngày càng khai thác xuống sâu.

Tài liệu tham khảo

Tiêu chuẩn MT/T 882-2000. Năm 2000. *Điều kiện kỹ thuật và phương pháp thử nghiệm Tiêu chuẩn ngành than*, Trung Quốc.

Tiêu chuẩn MT195-89. Năm 1989. *Điều kiện kỹ thuật chế tạo vì chống linh hoạt kích thước thép chữ U dùng trong mỏ*, Tiêu chuẩn bộ năng lượng, Trung Quốc.

Viện Khoa học Công nghệ Mỏ - Vinacomin. 2015. Báo cáo tổng kết Đề tài: nghiên cứu, xây dựng tiêu chuẩn và quy trình kiểm định vì chống lò trong các mỏ hầm lò vùng Quảng Ninh.

Tiêu chuẩn Q/HBKJ 019-2007. Năm 2007 *Vì chống thép SVP linh hoạt chữ U dùng trong mỏ Trung Quốc*.

Tiêu chuẩn MT.T 882-2000. Năm 2000. *Đặc tính kỹ thuật và phương pháp thử nghiệm vì chống thép chữ U hình vòm linh hoạt*, Trung Quốc.

Tiêu chuẩn MT 326-1993. Năm 1993. *Gông kẹp của vì chống thép chữ U linh hoạt*, Trung Quốc.

Tiêu chuẩn GB/T 4697 -2008. Năm 2008. *Chống giữ các đường lò trong mỏ bằng thép chữ U*.

ABSTRACT

Research on Certification Standard of the flexible steel structures applied in Quang Ninh Coal mines

Thi Ha Khieu^{1,*}, Viet Doan Dao²

¹*Viet Nam infrastructure consultant investment and construction*

²*Hanoi University of Mining and Geology*

In a recent period, rock support of roadways in Coal mines in Quang Ninh, Viet Nam has been mainly used as flexible ribs in form of U steel or SVP steel. In fact, rib structures always exposed twisted shape, failure, deformation or break at tips after using over long time. These resulted in out of rib capacity that have been found out the real reasons whether ribs have low quality or earth pressure is high. On the basis, coal mines in Quang Ninh imported directly ribs then they was outsourced or even was applied promptly in roadways without auditing processes about mechanical parameters, ingredients as well capacity of steel. Thus, it could not control the input quality of steel structures before framing in roadways. On the other hand, the coal sector have not any standard related auditing rib structures in generally, especially ribs in form of D shape. This paper analyzed both work conditions and failure types of ribs in coal mines in Quang Ninh as well presented an auditing model of rib structures. Bases on references of auditing standards of rip structures in China and using flexible ribs in Quang Ninh, authors proposed an auditing criterion for flexible rib structures in form of U steel or SVP steel that were applied to coal mines in Quang Ninh.

Keywords: Flexible steel structures, Certification standard , Validation model.

Lựa chọn công nghệ thi công phù hợp nâng cao tốc độ đào lò đá công ty than Nam Mẫu - TKV

Ngô Doãn Hào^{1,*}

¹Trường Đại học Mỏ - Địa chất

TÓM TẮT

Trong những năm qua, công ty Than Nam Mẫu - TKV đã không ngừng mở rộng diện khai thác và khai thác xuống sâu nhằm đáp ứng nhu cầu tăng sản lượng theo chủ trương của Tập đoàn Công nghiệp Than - Khoáng sản Việt Nam. Chính vì vậy, số mét lò xây dựng cơ bản và chuẩn bị không ngừng tăng lên. Thực tế đào lò đá ở công ty Than Nam Mẫu nói riêng và của Việt Nam nói chung cho thấy tốc độ đào lò là chưa cao; tốc độ đào lò phụ thuộc rất nhiều vào việc tổ chức công nghệ đào lò phù hợp giữa các thông số hình học của đường lò, điều kiện địa chất nơi đường lò đi qua, phương thức phá vỡ đất đá, thiết bị xúc bốc, vận tải, v.v... Từ những đánh giá về thực trạng tổ chức công tác đào lò đá ở khu vực Uông Bí nói chung và công ty Than Nam Mẫu nói riêng; trên cơ sở điều kiện địa chất cụ thể và trang thiết bị hiện có của công ty Than Nam Mẫu chúng tôi đã đề xuất được các giải pháp tổ chức công nghệ thi công phù hợp để nâng cao tốc độ đào lò đá cho công ty Than Nam Mẫu-TKV. Sau khi công ty Than Nam Mẫu ứng dụng các giải pháp công nghệ thi công đã đề xuất vào thi công các lò đá có 1 đường goòng và 2 đường goòng, trong điều kiện địa chất khác nhau tốc độ đào lò đã được nâng cao.

Từ khóa: nâng cao tốc độ đào lò; lò đá có 1 đường goòng; lò đá có 2 đường goòng; công nghệ thi công phù hợp; công ty Than Nam Mẫu.

1. Tổng quan về các sơ đồ công nghệ đào lò đang sử dụng ở Việt Nam

- Đào lò bằng phương pháp khoan nổ mìn: Khoan lỗ mìn bằng các máy khoan cầm tay của Nga, Trung Quốc hoặc máy SIG của Thụy Sĩ; trao đổi goòng và đẩy goòng thủ công; chống lò bằng khung thép, chèn lò bằng bê tông hoặc chống lò bằng neo. Khoan lỗ mìn bằng các loại máy khoan cầm tay, xúc bốc thủ công, vận tải bằng tàu điện, chống giữ bằng khung thép, chèn bằng bê tông hoặc chống bằng neo. Khoan lỗ mìn bằng các loại máy khoan cầm tay, xúc cơ giới bằng máy xúc gầu PPM hoặc máy cào vơ liên tục PNB, vận tải bằng tàu điện, chống giữ bằng khung thép. Khi khoan lỗ khoan bằng xe khoan tự hành, xúc đá bằng máy xúc gầu, chống giữ bằng khung thép, cài chèn bê tông, vận tải bằng tàu điện áp dụng cho lò 2 đường goòng. Với các sơ đồ khoan bằng máy khoan tay, xúc thủ công năng suất đào lò không cao. Khi đào lò 1 đường goòng năng suất trung bình 40m/tháng. Với các đường lò 1 đường goòng, khoan gương bằng khoan cầm tay, xúc cơ giới bằng máy xúc PPM hoặc máy cào vơ PNB, vận tải bằng tàu điện, chống giữ bằng khung thép tốc độ đào lò đạt 60-80m/tháng. Hiện nay đa số các đường lò đá đang áp dụng sơ đồ này. Với các đường lò 2 đường goòng, khoan gương bằng xe khoan 1 cần, xúc cơ giới bằng máy xúc gầu, vận tải bằng tàu điện, chống giữ bằng khung thép tốc độ đào lò đạt 70-80m/tháng.

- Đào lò bằng máy đào lò: Đào lò bằng máy đào lò AM 50Z của Ba Lan, vận tải bằng goòng, chống giữ bằng khung thép mới được áp dụng tại một số đường lò tại mỏ Mông Dương, Đồng Vông, v.v... Máy chỉ đào được trong đá bột kết, sét kết. Thực tế thấy không hiệu quả khi đường lò ngắn vì mất nhiều thời gian và công sức để tháo, lắp máy khi chuyển điện đào lò. Những gương lò có đá kẹp với hệ số kiên cố lớn hơn 10 cũng không hiệu quả vì mất nhiều thời gian đưa máy ra vị trí an toàn để nổ om đá kẹp rồi mới đào trở lại. Nhìn chung, các sơ đồ công nghệ đào lò đá của Việt Nam có mức độ cơ giới hóa thấp hoặc chưa đồng bộ về thiết bị nên chưa tận dụng được hết khả năng của thiết bị, không đủ áp suất khí nén để máy khoan làm việc, mất nhiều thời gian trao đổi goòng, việc lắp dựng khung chống còn chậm do chủ yếu thực hiện bằng thủ công, hệ số sử dụng lỗ mìn thấp và hệ số thừa tiết diện cao.

2. Thực trạng sơ đồ công nghệ đang áp dụng ở mỏ Nam Mẫu (Phòng Kỹ thuật Nam Mẫu).

Ở Nam Mẫu, công tác đào lò nhìn chung đều sử dụng phương pháp phá vỡ đất đá bằng khoan nổ mìn. Xúc đất đá chủ yếu bằng máy xúc, máy cào đá, nhưng cũng có những thời điểm thực hiện xúc bốc

* Tác giả liên hệ

Email: ngodoanhao@khoaxaydung.edu.vn

thủ công. Vận tải bằng băng tải, đẩy goòng thủ công kết hợp với đầu tàu hoặc trục tải. Chống giữ đường lò chủ yếu bằng vì thép hoặc bằng neo kết hợp với bê tông phun và lưới thép.

- Với đường lò chỉ có 1 đường vận tải là băng tải hay một đường ray. Loại này thường có tiết diện đào tới 11m²; sơ đồ công nghệ đào các đường lò loại này được tổng hợp ở bảng 1.

- Với đường lò có 2 đường vận tải là băng tải và đường goòng; hoặc hai đường xe. Loại này thường có tiết diện đào tới 22m²; sơ đồ công nghệ đào các đường lò loại này được tổng hợp ở bảng 2.

Bảng 1. Công nghệ đào các đường lò có tiết diện đào tới 11m²

TT	Tên đường lò Tiết diện	Phương pháp phá vỡ đất đá; kết cấu chống giữ	Sơ đồ xúc bốc, vận tải
1	Lò dọc vỉa 4 mức +125: f = 6 ÷ 8; - S _d =10,9m ² - S _{sd} =9,4m ²	- Khoan nổ mìn thông thường; Khoan gương bằng máy khoan khí ép. - Chống lò bằng vì SVP2.	Đá được xúc tải thủ công và máy xúc I111H-5 lên goòng 3 tấn và tàu điện kéo ra chân ngầm. Sau đó tời trục kéo lên mức +125 và tàu điện kéo ra mặt bằng.
2	Lò dọc vỉa 6 mức + 125: f = 6 ÷ 8; S _d =10,9m ² ; S _{sd} =9,4m ²	- Khoan nổ mìn thông thường, khoan bằng khoan khí ép YT-28. -Chống lò bằng vì SVP2.	Đá xúc bằng máy xúc lên goòng 3 tấn, đẩy bộ ra ga lò XV +125 tập kết; sau đó được tàu điện ra ngoài mặt bằng +125.
3	Lò dẫn XV 6a mức +20 (GĐ3): f=6÷8; S _d =10,9m ² ; S _{sd} =9,4m ²	- Khoan nổ mìn thông thường, khoan bằng khoan khí ép; -Chống lò bằng vì SVP2.	Công tác vận tải: Thi công từ IK00÷IK10, đá được xúc tải bộ lên máng trượt, đổ xuống băng tải.
4	Lò DV6 đá +125 (đoạn từ T.IIa÷ T.I) -f = 4÷ 8; S _d =11,0m ² , -S _{sd} = 9,4 m ²	- Khoan nổ mìn thông thường, khoan bằng khoan khí nén; -Chống lò bằng neo chất dẻo kết hợp lưới thép và bê tông phun.	Đá được xúc bằng máy xúc lên goòng 3 tấn tại DV6 đá +125 T.IIa÷T.I, tàu điện kéo ra ngoài mặt bằng +125.
5	Lò vòng đầu thông gió dọc vỉa 4 - f = 4÷ 6; S _d =9,4m ² -S _{sd} = 7,3 m ²	- Khoan nổ mìn thông thường, Khoan bằng khoan khí nén; -Chống lò vì chống SV3 thép AKMS -17	Máy xúc I111H-5 xúc đá lên goòng 3 tấn hứng tải phía sau. Goòng được đẩy bộ tập kết tại ga trao đổi goòng và đầu tàu kéo goòng ra mặt bằng +125.

Bảng 2. Công nghệ đào các đường lò có tiết diện đào từ 11m² đến 22m²

TT	Tên đường lò Tiết diện	Phương pháp phá vỡ đất đá; Kết cấu chống giữ	Sơ đồ xúc bốc, vận tải
1	Lò xuyên vỉa số 1 mức -50: f = 6÷8; S _d =20,7m ² ; S _{sd} =17,4m ²	- Khoan nổ mìn thông thường; Khoan bằng xe khoan BFRK1. - Chống lò bằng thép SVP-27.	Máy cào đá P-60B xúc chuyển đá lên goòng 3 tấn mở hông. Goòng được đẩy thủ công ra vị trí trục tải ở giếng chính.
2	Lò XV 6a÷ 9 mức +20 (GĐ2): f=6÷ 8; S _d =15,6m ² ; S _{sd} =13m ²	- Khoan nổ mìn thông thường, khoan bằng khoan YT28. - Chống lò bằng vì thép SVP22.	Từ IK10÷IK35 (DK), đá được cào đá 2JPB-22 cào xuống máng trượt và rót vào băng tải giếng chính lên MB +125.
3	Lò xuyên vỉa -50I.A -f = 8÷-9; S _d =20,1m ² ; - S _{sd} =16,6m ²	- Khoan nổ mìn thông thường; Khoan bằng máy khoan khí ép; -Chống lò bằng thép SVP-27.	Đá được máy xúc CZY-60 lên goòng 3 tấn, sau đó đầu tàu điện Ac quy kéo đến vị trí đổ tải.
4	Ga nhánh có tải -f= 8÷-10; S _d = 20,9m ² - S _{sd} =17,2m ²	- Khoan nổ mìn thông thường; Khoan bằng máy khoanYT-28; -Chống lò bằng thép AKMS-27.	Máy xúc XĐ-0,32 xúc đá lên goòng, tàu kéo ra đổ lên máng cào đá và rót xuống băng tải giếng chính lên mặt bằng +125.

3. Đánh giá hiệu quả các sơ đồ công nghệ đào lò đá đang được sử dụng tại công ty Than Nam Mẫu.

3.1. Phân nhóm sơ đồ công nghệ

Để phân nhóm sơ đồ công nghệ đào lò ở các đường lò đá 1 và 2 đường goòng chúng tôi dựa vào các thiết bị thi công và quy ước như sau:

- Loại đường lò:

+ Lò 1 đường goòng (tiết diện đào tới 11m²);

+ Lò 2 đường goòng hoặc hầm trạm (tiết diện đào từ 11m² đến 22m²).

- Thiết bị thi công (khoan, xúc bốc):

- + Thiết bị khoan: khoan tay (K1), khoan dàn 1 cần (K2), khoan dàn 2 cần (K3);
- + Thiết bị xúc bốc: xúc thủ công (X1) hoặc xúc bằng máy (X2).
- Phương pháp nổ mìn: Nổ mìn thông thường (N1), nổ mìn tạo biên (N2);
- Thiết bị vận tải: vận tải thủ công (V1); kéo goòng bằng đầu tàu (V2); vận tải liên tục: máng cào, băng tải (V3).

- Kết cấu chống giữ: chống bằng khung thép (C1); neo, neo kết hợp bê tông phun (C2).

Trong thực tế, các đường lò có thể sử dụng nhiều loại hình kết cấu khác như vỏ bê tông liền khối song không nhiều; nên chúng tôi không tập trung đánh giá đưa vào phân nhóm sơ đồ công nghệ.

Trên cơ sở tổng hợp các sơ đồ công nghệ thi công tại các đường lò đá ở mỏ khu vực Uông Bí, Quảng Ninh cho thấy có thể phân chia thành các sơ đồ công nghệ sau (Ngô Doãn Hào và nnk, 2005):

(0) Sơ đồ công nghệ đào lò đá 1 đường goòng, khoan tay, xúc thủ công vào goòng, đẩy goòng thủ công, chống vì thép, nổ mìn thông thường;

(1) Sơ đồ đào lò đá 1 đường goòng, khoan tay, xúc thủ công vào goòng, đẩy goòng thủ công, chống neo, bê tông phun, nổ mìn thông thường;

(1') Sơ đồ đào lò đá 1 đường goòng, khoan tay, xúc thủ công vào goòng, đẩy goòng thủ công, chống neo, bê tông phun, nổ mìn tạo biên;

(2) Sơ đồ đào lò đá 1 đường goòng, khoan tay, xúc bằng máy vào goòng, kéo goòng bằng đầu tàu, chống thép;

(3) Sơ đồ đào lò đá 1 đường goòng, khoan tay, xúc bằng máy vào goòng, kéo goòng bằng đầu tàu, chống neo, bê tông phun, nổ mìn thông thường;

(3') Sơ đồ đào lò đá 1 đường goòng, khoan tay, xúc bằng máy vào goòng, kéo goòng bằng đầu tàu, chống neo, bê tông phun, nổ mìn tạo biên;

(4) Sơ đồ đào lò đá 2 đường goòng hay ga hay hầm trạm, khoan tay, xúc thủ công vào goòng, đẩy goòng thủ công, chống vì thép;

(5) Sơ đồ đào lò đá 2 đường goòng hay ga hay hầm trạm, khoan tay, xúc thủ công vào goòng, đẩy goòng thủ công, chống neo, bê tông phun, nổ mìn thông thường;

(5') Sơ đồ đào lò đá 2 đường goòng hay ga hay hầm trạm, khoan tay, xúc thủ công vào goòng, đẩy goòng thủ công, chống neo, bê tông phun, nổ mìn tạo biên;;

(6) Sơ đồ đào lò đá 2 đường goòng hay ga hay hầm trạm, khoan giàn hay khoan tay, xúc bằng máy vào goòng, kéo goòng bằng đầu tàu, chống vì thép;

(7) Sơ đồ đào lò đá 2 đường goòng hay ga hay hầm trạm, khoan giàn hay khoan tay, xúc bằng máy vào goòng, kéo goòng bằng đầu tàu, chống neo, bê tông phun, nổ mìn thông thường;

(7') Sơ đồ đào lò đá 2 đường goòng hay ga hay hầm trạm, khoan giàn hay khoan tay, xúc bằng máy vào goòng, kéo goòng bằng đầu tàu, chống neo, bê tông phun, nổ mìn tạo biên.

3.2. Mức độ cơ giới hóa công tác đào lò tại Nam Mẫu qua năng lực thiết bị

Trên cơ sở những trang thiết bị trong công nghệ đào các đường lò chuẩn bị tại Quảng Ninh, các nhà khoa học Viện khoa học công nghệ mỏ đã đánh giá mức độ cơ giới hóa của từng khâu thiết bị thi công (Võ Trọng Hùng, 2001). Theo đó, mức độ cơ giới hóa được đánh giá qua yếu tố: giảm lao động chân tay, tăng cường lao động trí óc của người công nhân. Quá trình đó sẽ nâng cao tốc độ thi công, năng suất làm việc, khả năng cơ giới hóa công tác đào lò. Mức độ cơ giới hóa được chia thành 6 bậc sau:

- Bậc 0: Các công tác trong quá trình sản xuất được thực hiện hoàn toàn bằng tay (ví dụ: xéng, cuốc, v.v...);

- Bậc 1: Quá trình sản xuất do công nhân thực hiện có sử dụng công cụ lao động, không sử dụng cơ cấu máy;

- Bậc 2: Các quá trình thao tác bằng máy với bộ phận dẫn tiến bằng tay để điều khiển và điều chỉnh máy móc. Công nhân sử dụng sức lao động giữ máy ở vị trí làm việc và tạo lên áp lực cần thiết lên đối tượng lao động (ví dụ: khoan bằng máy khoan cầm tay khí nén không có giá, đào đá bằng búa chèn, v.v...);

- Bậc 3: Quá trình sản xuất được cơ giới hóa thực hiện bằng máy do công nhân điều khiển thông qua sự quan sát liên tục và điều khiển thường xuyên hoạt động của máy (ví dụ: xúc bốc bằng máy, khoan bằng xe khoan, v.v...);

- Bậc 4: Các quá trình sản xuất bán tự động, thực hiện bằng máy, cơ giới hóa nhiều động tác và tự động hóa một số động tác (ví dụ: đào lò bằng máy combai);

- Bậc 5: Các quá trình tự động hóa, thực hiện theo một chu trình liên tục, thống nhất. Người công nhân chỉ giữ trách nhiệm giám sát chung sự hoạt động, đóng mở động cơ (ví dụ: sự hoạt động của các tổ hợp đào lò được điều khiển từ xa hoặc tự động theo chương trình).

Nhìn chung, các thiết bị vận tải ở Nam Mẫu còn thủ công, công suất thiết bị vận tải và xúc bốc chưa cao, thiếu đồng bộ nên chưa phát huy hết công suất. Các máy khoan tay thiếu đồng bộ, áp lực khí nén ở máy khoan nhiều khi chưa đảm bảo áp suất khi khoan.

Trên cơ sở đó, căn cứ vào trang thiết bị hiện có và thực tế thi công hoàn thành từng khâu công việc đào lò tại công ty Than Nam Mẫu mà mức độ cơ giới hóa trong từng khâu công việc ở đây được thể hiện như trên bảng 3.

Bảng 3. Mức độ cơ giới hóa các khâu công việc với thiết bị thi công tại mỏ Nam Mẫu (Ngô Doãn Hòa và nnk, 2016)

TT	Khâu công tác - thiết bị	Mức độ cơ giới hóa					
		Bậc 0	Bậc 1	Bậc 2	Bậc 3	Bậc 4	Bậc 5
I. Công tác khoan (K)							
K1	Máy khoan điện, khí nén cầm tay.			x			
K2	Xe khoan				x		
K3	Đào bằng combai					x	
II. Công tác xúc bốc (X)							
X1	Xúc thủ công		x				
X2	Máy xúc có gầu			x			
X3	Máy xúc cào vơ			x			
III. Công tác vận tải (V)							
V1	Goòng đẩy tay		x				
V2	Goòng kéo bằng đầu tàu			x			
V3	Máng cào				x		
IV. Công tác chống giữ (C)							
C1	Chống thủ công	x					
C2	Chống giữ có một phần sử dụng cơ giới (neo, bê tông phun)		x				

Từ kết quả như trên bảng 3, có thể nói mức độ cơ giới hóa các khâu công việc với thiết bị thi công trong công tác đào lò ở công ty Than Nam Mẫu còn khiêm tốn; đây cũng là nguyên nhân chính làm cho tốc độ đào lò ở Nam Mẫu là chưa cao.

4. Đề xuất sơ đồ công nghệ phù hợp khi đào lò đá ở công ty Than Nam Mẫu

4.1. Các yếu tố ảnh hưởng tới tốc độ đào lò

Trong quá trình thi công công trình ngầm, có thể chia các yếu tố ảnh hưởng đến các tốc độ đào lò thành ba nhóm chính:

- Nhóm yếu tố không thay đổi được: điều kiện địa chất, địa chất thủy văn, địa chất công trình, điều kiện địa cơ học khu vực thi công công trình.

- Nhóm yếu tố thiết kế kỹ thuật: các điều kiện cấu tạo của đường lò (hình dạng và kích thước tiết diện ngang đường lò).

- Nhóm yếu tố công nghệ: các yếu tố tổ hợp thiết bị trong dây chuyền công nghệ; các yếu tố về công nghệ thi công; hộ chiếu khoan, nổ mìn; các yếu tố tổ chức thi công; công tác phụ trợ trong thi công; các yếu tố về tổ chức lao động.

Chúng tôi tập chung nghiên cứu nhóm các yếu tố thuộc nhóm yếu tố thứ 3 làm cơ sở đề xuất các giải pháp nâng cao tốc độ đào lò.

4.2. Mục tiêu và nguyên tắc đề xuất sơ đồ công nghệ đào lò

*Mục tiêu lựa chọn và đề xuất sơ đồ công nghệ đào lò:

- Nâng cao được tốc độ đào lò (rút ngắn thời gian chu kỳ đào lò);
- Nâng cao năng suất lao động của thợ đào lò;
- Giảm chi phí giá thành mét đào lò;
- An toàn cho đội thợ đào lò.

*Nguyên tắc đề xuất:

- Sơ đồ công nghệ phải phù hợp với điều kiện mỏ- địa chất của từng khu vực, từng mỏ;
- Tính khả thi của sơ đồ công nghệ đào lò trong hoàn cảnh đào lò hiện nay

Qua nghiên cứu lý thuyết cũng như thực tế thi công thấy rằng để nâng cao tốc độ đào lò, cải thiện chất lượng thi công có thể sử dụng những nhóm giải pháp chủ yếu sau:

- Sử dụng đồng bộ thiết bị đào lò, công suất lớn cùng với nhiều loại hình kết cấu chống giữ mới có thời gian lắp dựng ngắn, khả năng giữ ổn định vùng khối đá bao quanh đường lò cao và chi phí vật liệu thấp nhất;

- Đưa các tiến bộ khoa học kỹ thuật vào các khâu công việc chu kỳ đào lò như: khoan nổ mìn, xúc bốc, vận tải, chống giữ và tổ chức sản xuất, v.v...

Từ việc đánh giá mức độ cơ giới hóa từng khâu thiết bị thi công của sơ đồ công nghệ đào lò ở công ty Than Nam Mầu như bảng 3; trên cơ sở mục tiêu và nguyên tắc đề xuất sơ đồ công nghệ nêu trên; căn cứ vào trang thiết bị hiện có và thực trạng công tác đào lò ở Nam Mầu chúng tôi đã đề xuất sơ đồ công nghệ đào lò cho công ty Than Nam Mầu như trên bảng 4.

Bảng 4. Đề xuất dây chuyền công nghệ đào lò đá cho công ty than Nam Mầu
(Ngô Doãn Hào và nnk, 2016).

Loại đường lò	Tiết diện đào (m ²)	Hệ số kiên cố	Tốc độ cần đạt m/tháng	Các công đoạn trong dây chuyền công nghệ							
				Đào phá đá			Xúc bốc		Chống lò		
				Khoan lỗ mìn	Máy khí nén	Quạt gió	Máy xúc	Goòng	Loại vì chống	Bước chống, m	
Lò 1 đường goòng	7 - 11	≤ 4	120	SIG PLB241K (TamRock 1F/E50)*	ЗИФШВКС5	СВМ 6	1PNB-2 (1PPN-5)	2T - 3T	SVP17 - SVP22	0,8 - 0,9	
Lò 1 đường goòng	7 - 11	> 4	80	TamRock 1F/E50*	ЗИФШВКС5	СВМ 6	1PNB-2 (1PPN-5)	2T - 3T	Neo + BTP	-	
Lò 2 đường goòng	> 11	≤ 4	120	(TamRock 1F/E50)*	ЗИФШВКС5	СВМ 6	1PNB-2 (1PPN-5)	3T	SVP27	0,65-0,9	
Lò 2 đường goòng	> 11	≤ 4	120	(TamRock 1F/E50)*	ЗИФШВКС5	СВМ 6	LBS-500W	3T	SVP27		
Lò 2 đường goòng	> 11	> 4	85	TamRock 1F/E50*	ЗИФШВКС5	СВМ 6	1PNB-2 (1PPN-5)	3T	Neo + BTP	-	
Lò 2 đường goòng	> 11	> 4	85	TamRock 1F/E50*	ИФШВКС-5	СВМ 6	LBS – 500W	3T	Neo + BTP		

Chú thích: *hoặc dùng loại tương đương: TamRockRMJ 1F/E50 (1cần, tiết diện sử dụng 4-24m²), TamRock 2F/E50 (1 cần, tiết diện sử dụng 4-28m²), Rocket Boomer104-1238 (1 cần, tiết diện sử dụng 6-20m²).

5. Kết luận

Mặc dù đã có những đầu tư tăng cường mức độ cơ giới hóa các khâu trong sơ đồ công nghệ đào chống các lò đá tại khu vực công ty Than Nam Mầu và thu được những thành công bước đầu, tuy nhiên những kết quả đó chỉ tập trung ở một số đường lò và một số đường lò nhất định. Sự khác biệt chính là ở chỗ những đường lò có tốc độ đào lò cao đều có các thiết bị tiên tiến như xe khoan, xúc bằng máy xúc kết hợp với vận chuyển bằng đầu tầu; sơ đồ thi công phù hợp và tổ chức thi công hợp lý phát huy tối đa khả năng của người lao động.

Trên cơ sở những nghiên cứu và đề xuất, những kết quả đạt được trong quá trình bước đầu áp dụng tại một số gương lò có thể đến một số kết luận sau:

- Những kết quả đạt được trong thời gian gần đây tại một số gương lò đã cho thấy để nâng cao năng suất, tốc độ đào lò biện pháp duy nhất là không ngừng cải tiến nâng cao mức độ cơ giới các khâu trong chu trình đào lò, đặc biệt là các khâu khoan, xúc bốc và vận tải. Phải luôn chú ý tới việc đồng bộ thiết bị để phát huy tối đa tính năng của thiết bị.

- Ngoài ra, để giảm phần hạ giá thành thi công trong khi vẫn đảm bảo yêu cầu sử dụng của công trình cần chú trọng sử dụng kết cấu chống mới như neo hoặc bê tông phun hay neo kết hợp với bê tông phun. Tuy nhiên để giảm thời gian đưa máy móc, thiết bị ra vào mỗi lần khoan, phun cần neo cần có thêm những nghiên cứu để đưa ra các quy trình, quy phạm cụ thể hơn.

Những gương lò có năng suất và tốc độ cao đều là những gương lò không chỉ có sơ đồ công nghệ phù hợp mà còn được tổ chức lao động tốt, có những hình thức khuyến khích tinh thần của người lao động thông qua lợi ích vật chất của cá nhân. Việc chuyển thời gian từ ca sang kíp phù hợp với sức khỏe của người thợ mỏ Việt Nam cũng nâng cao hiệu quả của người thợ lò. Người thợ được đào tạo theo hướng đa năng có thể tham gia tất cả các khâu trong chu kỳ đào lò cũng góp phần rút ngắn thời gian hoàn thành từng khâu công việc.

Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu, đánh giá, tổng kết công tác đào lò chúng tôi đã đề xuất 6 sơ đồ công nghệ đào lò đá bằng phương pháp khoan nổ mìn trên cơ sở các trang thiết bị hiện có tại công ty Than Nam Mẫu.

Đối với sơ đồ công nghệ đào lò bằng máy combai, do có những yêu cầu nhất định để áp dụng cũng như kinh phí để đầu tư thiết bị lớn nên ở đây chúng tôi không đưa vào nhóm các sơ đồ công nghệ được đề xuất.

Bên cạnh những giải pháp về mặt kỹ thuật, công nghệ, hình thức tổ chức lao động cần có thêm các công trình nghiên cứu, đánh giá tiếp theo về mức độ ổn định và thời gian lưu không của các đường lò trong những điều kiện địa chất cụ thể. Đó sẽ là cơ sở để tăng cường áp dụng các loại hình kết cấu chống mới, thay đổi hình thức tổ chức chu kỳ đào lò nhằm giảm bớt thời gian ngừng nghỉ không mong muốn góp phần nâng cao năng suất, tốc độ đào lò để giảm giá thành đào lò.

Tài liệu tham khảo

Ngô Doãn Hào và nnk, 2005. Báo cáo đề tài *nghiên cứu tổng kết, hoàn thiện sơ đồ công nghệ đào lò đá trong điều kiện địa chất mỏ vùng Quảng Ninh*.

Ngô Doãn Hào và nnk, 2016. Báo cáo đề tài *Tổ chức công nghệ thi công hợp lý nhằm nâng cao tốc độ đào lò trong đá cho Công ty Than Nam Mẫu-TKV*.

Võ Trọng Hùng, 2001. Công nghệ đào và chống lò tiên tiến- Bài giảng *Công nghệ đào và chống lò tiên tiến*-Bài giảng cao học ngành Xây dựng công trình ngầm và mỏ, Hà Nội.

Phòng Kỹ thuật công ty Than Nam Mẫu-TKV .

ABSTRACT

Selection suitable technology to raise excavated speed of roadways at Nam Mau coal mine company - TKV

Ngô Doan Hao¹

¹*Ha Noi university of mining and geology.*

In recent years, Nam Mau coal mine company - TKV has continuously expanded the mining areas to provide the demands for increasing production according to the policy of Vietnam Coal and Mineral Industries Group. Amount of roadways and drifts are increasing, actual excavation of roadways at Nam Mau coal mine in particularly and in Viet Nam in general excavated speed of roadways is still low. Excavated speed of roadways depends on many factors such as organization of suitable technology, dimension of roadways, geological conditions, excavation methods, loading and transportation equipments, ect...Basing on the assessment the reality excavation organization of roadways in Uong Bi areas in general and specially at Nam Mau coal mine, in the detail geological conditions and real equipments of Nam Mau coal mine the solutions of suitable technology organization are recommended to raise excavated speed. Using recommended solutions for roadways incase of one railway and two railways in the other geological conditions at Nam Mau coal mine, excavated speed of roadways was advanced.

Keywords: increasing the speed of drift excavation; the drift in rock with one railroad; the drift in rock with two railroads; suitable excavation technology; Nam Mau coal company.

Nghiên cứu ảnh hưởng của góc nghiêng và chiều dày lớp đá xung quanh thành giếng đứng đến độ ổn định của vỏ chống cố định bằng bê tông liên khối

Đặng Văn Kiên^{1,*}, Daniel Dias², Đỗ Ngọc Anh¹

¹Bộ môn XDCTN&Mỏ, Khoa Xây dựng, Trường Đại học Mỏ - Địa chất

²Đại học Grenoble Alpes, Cộng Hòa Pháp

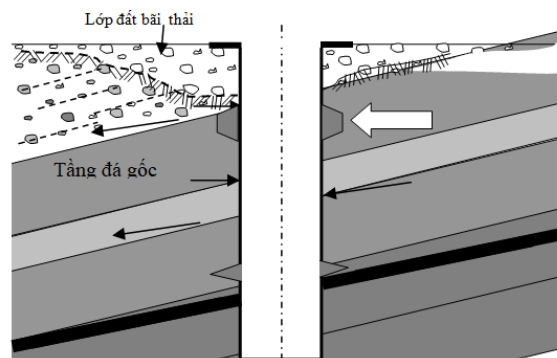
TÓM TẮT

Trong thời gian qua tại vùng mỏ Quảng Ninh rất nhiều các mỏ đã tiến hành xây dựng giếng đứng để phục vụ cho việc khai thác khoáng sản ở mức dưới sâu. Cùng với đó, hệ thống vỏ chống cố định là bê tông cốt thép liên khối được sử dụng tại hầu hết các giếng đứng của mỏ. Với đặc điểm đào theo phương thẳng đứng giếng đứng được đào qua nhiều lớp đất đá khác nhau, do đó độ ổn định của thành giếng đứng và vỏ chống cố định phụ thuộc nhiều vào đặc tính của các lớp đất đá đào qua như góc nghiêng, chiều dày... Tuy nhiên kết quả nghiên cứu đánh giá ảnh hưởng của các yếu tố trên đến độ ổn định của thành giếng và vỏ chống giếng đứng hầu như chưa được chú ý. Bài báo trình bày các kết quả nghiên cứu ảnh hưởng của đặc tính của các lớp đất đá giếng đào qua như góc nghiêng, chiều dày... đến độ ổn định của thành giếng và vỏ chống cố định của giếng đứng trong quá trình thi công giếng. Kết quả nghiên cứu đạt được thông qua việc sử dụng phương pháp giải tích và phương pháp phân tử hữu hạn bằng phần mềm Abaqus. Các kết quả nghiên cứu sẽ góp phần đưa ra các giải pháp hợp lý trong thiết kế và thi công giếng đứng nhằm hạn chế ảnh hưởng của các lớp đất đá tới chống giếng đứng trong quá trình đào các giếng có độ sâu lớn.

Từ khóa: Thành giếng đứng; vỏ giếng đứng; ổn định vỏ giếng; áp lực đất đá

1. Đặt vấn đề

Hiện nay khi tính toán áp lực đất đá lên thành giếng đứng để sơ bộ xác định chiều dày vỏ chống thường xem xét cho các lớp đất đá nằm ngang như các giả thuyết của N.M. Protodiaconop hoặc P.M.Tximbarovich (Phí Văn Lịch, 1971). Tuy nhiên trong thực tế đào giếng đứng, đặc biệt là các giếng mỏ đào trong điều kiện địa chất vùng Quảng Ninh, các lớp đá chủ yếu nằm nghiêng với kết cấu như (Hình 1).



Hình 1. Ví dụ về mặt cắt dọc địa chất tuyến giếng đứng mỏ than Núi Béo

Việc xét đến sự ảnh hưởng của góc nghiêng của các lớp đất đá đến ứng suất trong vỏ chống cũng đã được Tximbarovich đề cập thông qua hệ số ảnh hưởng W như công thức (3). Tuy nhiên, việc đánh giá ảnh hưởng của góc dốc lớp đất đá đến trạng thái làm việc của vỏ chống giếng đứng qua một hệ số chưa phản ánh hết được sự ảnh hưởng của góc dốc, chiều dày lớp đá đến trạng thái làm việc của vỏ giếng, và chỉ phù hợp với một số trường hợp nhất định. Lý do là do hệ số được đưa ra trên cơ sở nghiên cứu thực nghiệm

* Tác giả liên hệ

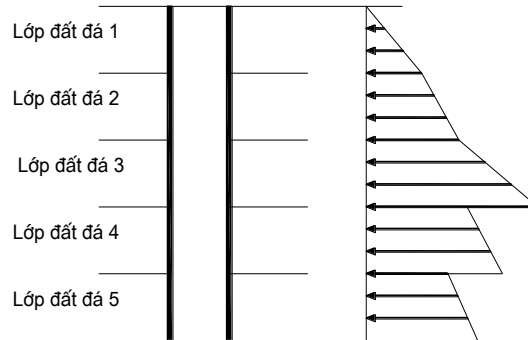
Email: kienxdn@gmail.com

không đúng cho mọi trường hợp và không thấy được sự ảnh hưởng đầy đủ củ các thông số này đến trạng thái của vỏ chống giếng đứng. Do đó cần tiến hành nghiên cứu chi tiết về sự ảnh hưởng của góc dốc, chiều dày lớp đất đá đến trạng thái ứng suất trong vỏ giếng thông qua phương pháp số trên cơ sở kiểm chứng kết quả của phương pháp giải tích. Kết quả khảo sát thông số mô hình sẽ cho thấy những ảnh hưởng rõ hơn của các thông số góc dốc, chiều dày lớp đất đá đến trạng thái làm việc của vỏ chống giếng đứng.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Cơ sở lý thuyết phương pháp

Áp lực đất đá thường được tính theo giả thuyết của P.M.Tximbarevich (Phí Văn Lịch, 1971; Nguyễn Văn Đước, Nguyễn Văn Quyển, 1996) khi đó áp lực lên thành giếng được tính như áp lực chủ động lên tường chắn nhưng chỉ giới hạn trong từng lớp đất đào qua. Tại lớp thứ i ($i=1÷n$), giá trị áp lực được tính toán theo công thức (1) và (2).



Hình 2. Sơ đồ áp lực đất đá lên thành giếng đứng theo P.M.Tximbarevich (Phí Văn Lịch, 1971; Nguyễn Văn Đước, Nguyễn Văn Quyển, 1996)

+ Áp lực tại vách của lớp đất đá thứ i là:

$$P_v^i = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \dots + \gamma_{i-1} \cdot h_{i-1}) \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi_i}{2} \right), T/m^2 \quad (1)$$

+ Áp lực tại trụ của lớp đất đá thứ i là:

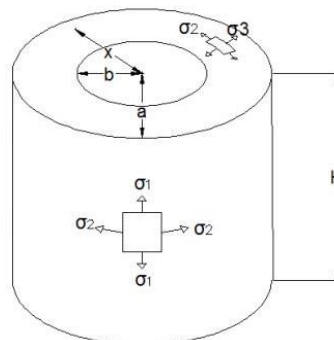
$$P_t^i = (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \dots + \gamma_i \cdot h_i) \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi_i}{2} \right), T/m^2 \quad (2)$$

Trong đó: $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \dots, \gamma_i$ - trọng lượng thể tích của lớp đất đá thứ 1, 2, ..., i ; T/m; $h_1, h_2, h_3, \dots, h_i$ - chiều dày của lớp đất đá thứ 1; 2; ..., i ; φ_i - góc ma sát trong của lớp đất đá thứ i ; độ

Khi giếng đào qua các lớp đất đá có góc nghiêng tương đối lớn. Trường hợp này người ta thấy cường độ áp lực theo hướng dọc lớn hơn theo đường phương và khi đó cường độ áp lực tính bằng cách nhân thêm hệ số điều chỉnh W ($W = 1,1 ÷ 1,5$) như công thức (3) (Nguyễn Văn Đước, Nguyễn Văn Quyển, 1996):

$$P_{\max} = W \cdot P \quad (\text{kN/m}^2) \quad (3)$$

Dưới tác dụng của áp lực ngang phân bố đều P và trọng lượng bản thân của vỏ chống, ngoài ra còn có ảnh hưởng của các công trình trên bề mặt trong vỏ chống xuất hiện trạng thái ứng suất ba chiều: Ứng suất nén hướng tâm σ_3 (còn gọi là ứng suất hướng kính); Ứng suất tiếp tuyến σ_2 (còn gọi là ứng suất vòng theo chu vi), tác dụng vuông góc với ứng suất hướng tâm; Ứng suất thẳng đứng σ_1 tác dụng song song với trục giếng (Hình 3). Đây là một trường hợp của bài toán Lamé đã giải từ năm 1852. Độ lớn của các ứng suất trên được tính theo các công thức (4) (Changsuo Zhang et al, 2005; M.L. Bucalern, K.J. Bathe, 1997):



Hình 3. Sơ đồ phân bố ứng suất: σ_3 và σ_2 trong vỏ chống giếng đứng (Changsuo Zhang et al, 2005; M.L. Bucalern, K.J. Bathe, 1997).

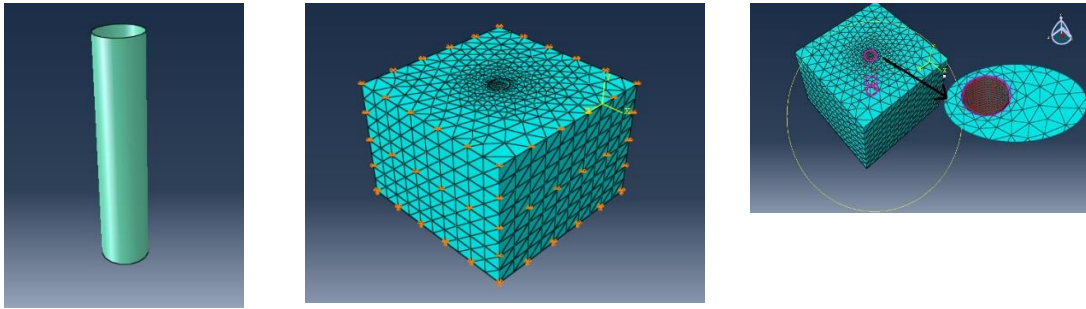
$$\begin{aligned}\sigma_3 &= \frac{R_2^2 \cdot p}{R_2^2 - R_1^2} \left(1 - \frac{R_1^2}{x^2}\right) \\ \sigma_2 &= \frac{R_2^2 \cdot p}{R_2^2 - R_1^2} \left(1 + \frac{R_1^2}{x^2}\right) \\ \sigma_1 &= \frac{R_2^2 \cdot p}{R_2^2 - R_1^2}\end{aligned}\quad (4)$$

Trong đó: p - áp lực ngang phân bố đều; R₁, R₂ - Bán kính trong và ngoài của vỏ chống; x - Khoảng cách từ tâm giếng đến điểm đang xét của vỏ.

2.2. Xây dựng và kiểm chứng mô hình số

2.2.1. Xây dựng mô hình số mô phỏng ảnh hưởng của chiều dày và góc nghiêng lớp đất đá đến trạng thái ứng suất và chuyển vị trong vỏ chống giếng đứng

Để phân tích rõ hơn ảnh hưởng của chiều dày cũng như góc dốc của các lớp đất đá xung quanh thành giếng đứng đến độ ổn định của khối đất của vỏ giếng nhóm nghiên cứu sử dụng phương pháp số thông qua phần mềm Abaqus. Kết cấu của mô hình số được xây dựng sử dụng cho nghiên cứu chia thành các khối phần tử mô hình khác nhau gồm 2 phần riêng biệt là đất đá, và bê tông giếng. Khối hình học đất đá khai báo ở dạng đặc cùng. Khối hình học vỏ giếng được khai báo ở phần tử vỏ tròn (Hình 4). Theo kinh nghiệm, bề rộng mô hình lớn gấp 5 lần đường kính giếng để mô tả chính xác vùng ảnh hưởng. Mô hình đất đá có bề rộng tùy theo bán kính và chiều sâu thành giếng. Khối đất đá mô phỏng hình học với chiều dài x chiều rộng x chiều cao là 50 x 50 x 35 m. Giếng có bán kính 3m, với bề dày thành giếng không đổi.



a) Vỏ chống tạo nên từ mô hình vỏ mỏng b) Khối đá xung quanh thành giếng c) Liên kết giữa thành giếng (dạng vỏ) và khối đá xung quanh

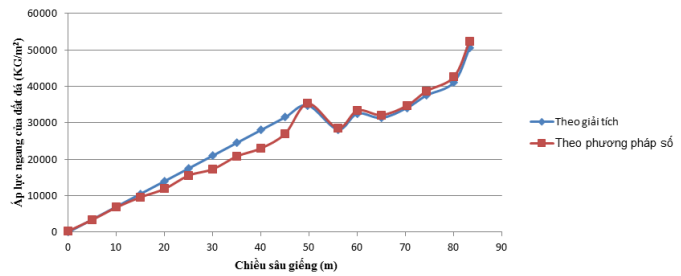
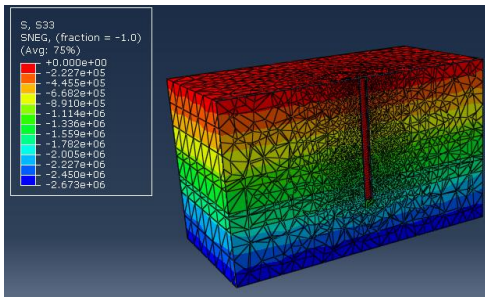
Hình 4. Các trường hợp nghiên cứu với góc dốc và chiều dày khác nhau

2.2.2. Kiểm chứng mô hình số

Kết quả mô hình số được so sánh cùng với kết quả phương pháp giải tích tính theo các công thức (1) ÷ (3). Mô hình kiểm chứng với 5 lớp đất đá nằm ngang khác nhau có đặc tính cơ lý được thể hiện trên Bảng 1. Kết quả giá trị áp lực lên thành giếng đạt được bằng hai phương pháp trên thể hiện trên Hình 5.b. Kết quả cho thấy sự sai lệch giá trị của hai phương pháp là không lớn do vậy mô hình số xây dựng có độ tin cậy cao thể sử dụng để khảo sát các thông số mô hình.

Bảng 1. Áp lực các lớp đất đá tác dụng lên giếng đứng tính theo giải tích

Stt	Tên lớp đất đá (cao độ)	Chiều dày lớp (m)	Áp lực tại vách P _v (T/m ²)	Áp lực tại trụ P _t (T/m ²)
1	Đá thải (0 ÷ -49,7)	49,7	0,0	34,79
2	Bột kết mức (-49,7 ÷ -55,9)	6,2	28,28	32,65
3	Bột kết mức (-55,9 ÷ -70,3)	14,4	31,28	41,0
4	Sét kết mức (-70,3 ÷ -74,3)	4,0	50,55	52,97
5	Than mức (-74,3 ÷ -83,3)	9,0	55,16	59,66



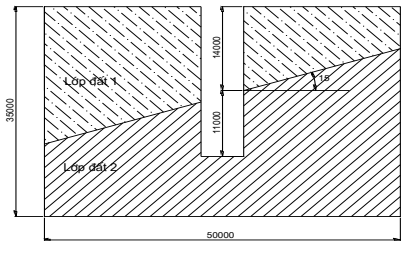
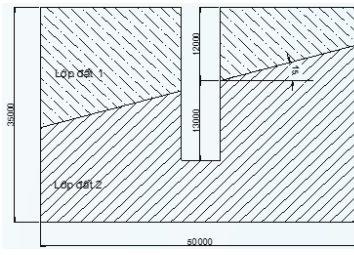
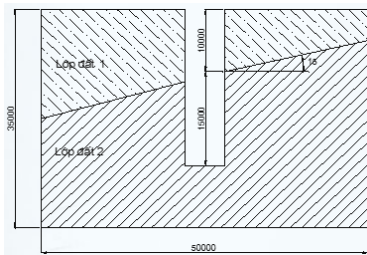
a) Sự phân bố ứng suất S33 trong đất đá khi chưa có vỏ chống

b) So sánh giá trị áp lực đất đá dọc theo chiều sâu giếng

Hình 5. So sánh kết quả hai phương pháp để kiểm chứng mô hình

2.2.3. Các trường hợp nghiên cứu

Sau khi đã kiểm chứng mô hình, nhóm tác giả tiến hành khảo sát thông số mô hình. Bằng cách thay đổi chiều dày và góc dốc của lớp đất đá theo 3 trường hợp dưới đây (Hình 6). Theo đó chiều dày của lớp đá được thay đổi tương ứng là 10m; 12m; 14m ứng với góc dốc lớp đất đá là 15° . Trường hợp thứ 2 thay đổi góc dốc của lớp đất đá tăng dần từ 0° ; 10° và 18° . Kết quả nghiên cứu được chỉ ra trong mục 3 dưới đây.



a) Mô hình lớp đất đácó góc nghiêng 150, chiều dày 10m

b) Mô hình lớp đất đácó góc nghiêng 15⁰, chiều dày đá 12m

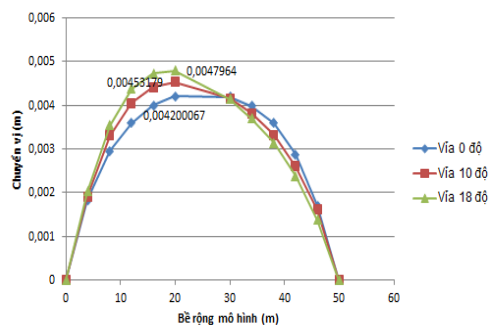
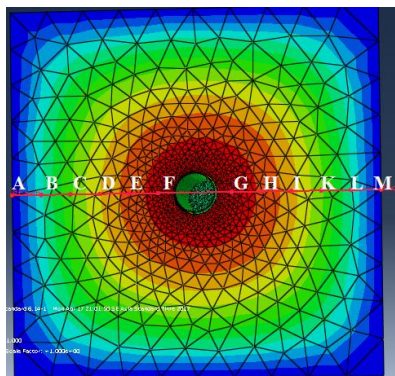
c) Mô hình lớp đất đácó góc nghiêng 150, chiều dày 14m

Hình 6. Các trường hợp nghiên cứu với góc dốc và chiều dày khác nhau

3. Kết quả và thảo luận

3.1. Ảnh hưởng của góc dốc phân lớp đất đá

Để xem xét ảnh hưởng của góc dốc lớp đất đá đến kết quả bài toán, ta tiến hành khảo sát chuyển vị của khối đất đá và thành giếng với các điểm quan sát trong mô hình cách nhau 4m như Hình 7.a. Kết quả của mô hình số chỉ ra chuyển vị theo phương nằm ngang như Hình 7.b và Bảng 2.



a) Các điểm quan sát theo phương ngang

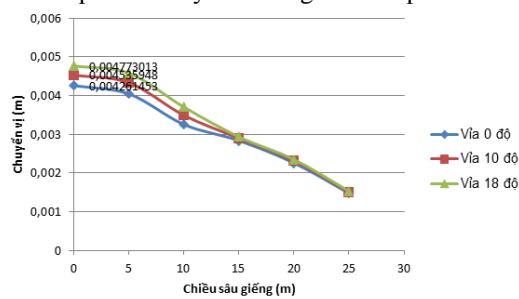
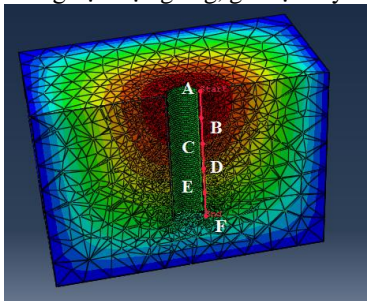
b) Giá trị chuyển vị tại 12 điểm xét theo phương ngang

Hình 7. Giá trị ứng suất của các điểm theo phương nằm ngang giếng

Bảng 2. Giá trị chuyển vị tại các điểm quan sát của mô hình

Bề rộng (m)	Lớp đất đầđốc 0 ⁰	Lớp đất đá 10 ⁰	Lớp đất đá 18 ⁰
Chiều sâu (m)	0	0	0
(A)-0 m	0,001828	0,001912	0,002033
(B)-5,0m	0,002951	0,003301	0,003544
(C)-10,0m	0,003587	0,004051	0,004370
(D)-15,0m	0,003990	0,004413	0,004724
(E)-20,0m	0,004200	0,004532	0,004796
(F)-25,0m	0,004196	0,004149	0,004133
Chiều sâu (m)	0,003978	0,003808	0,003701
(A)-0,0m	0,003588	0,003323	0,003134
(B)-5,0m	0,002879	0,002607	0,002378
(C)-10,0m	0,001698	0,001608	0,001376

Qua kết quả khảo sát mô hình số cho thấy chuyển vị lệch xuất hiện tại các điểm trong trong các lớp đất đầđốc. Lớp đất đá càng đầđốc, thì chuyển vị của lớp bị lệch về một phía càng nhiều. Ở phần lớp đá có trọng lượng lớn hơn, chuyển vị lớn hơn. Và ngược lại khi lớp đất đá nằm ngang, thì chuyển vị đối xứng. Khi xét theo phương dọc trục giếng, giá trị chuyển vị tại các điểm quan sát thay đổi theo góc đầđốc lớp đá Hình 8.

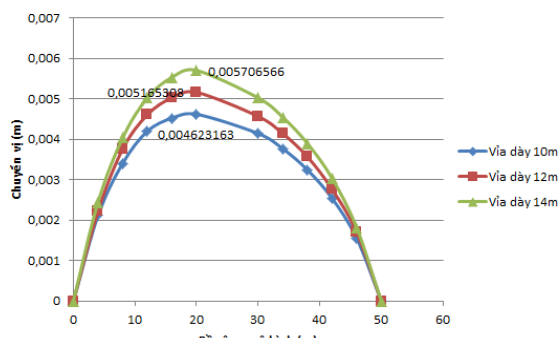
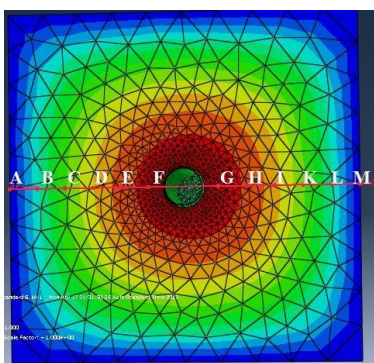


a) Các điểm quan sát theo phương thẳng đứng b) Giá trị chuyển vị tại 6 điểm xét theo phương ngang
Hình 8. Giá trị chuyển vị tại 6 điểm xét theo phương thẳng đứng

Kết quả cho thấy: khi góc nghiêng lớp đất đá tăng dần thì chuyển vị của đất cũng tăng dần. Và ngược lại. Chuyển vị tập trung lớn hơn ở phần miệng giếng so với phần đáy giếng.

3.2. Ảnh hưởng của chiều dày phân lớp đá xung quanh thành giếng

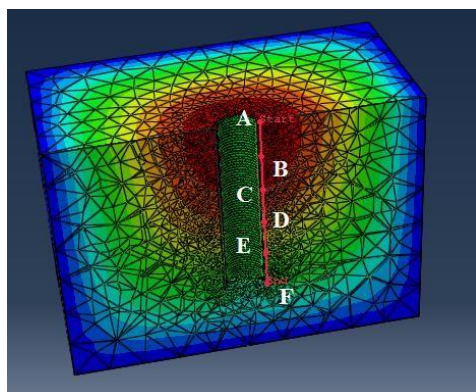
Tương tự như trường hợp nghiên cứu ảnh hưởng của góc đầđốc của lớp đá, ảnh hưởng của chiều dày lớp đất đá đến chuyển vị của đất đá và võ chống giếng đầđợc đưa ra như Hình 9 dưới đây.



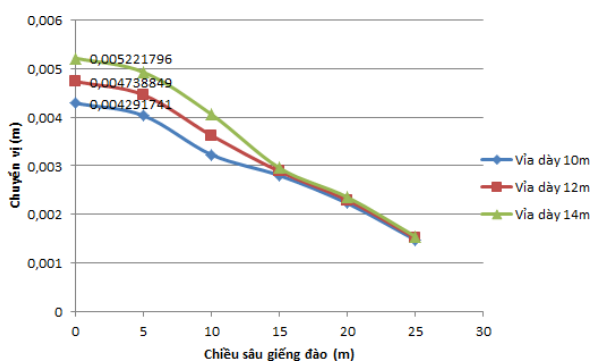
a) Các điểm quan sát theo phương thẳng đứng b) Biểu đồ chuyển vị tại 12 điểm xét theo phương ngang

Hình 9. Ảnh hưởng của chiều dày lớp đầđốc đến giá trị ứng suất các điểm theo phương nằm ngang trục giếng

Từ kết quả này có thể thấy rằng chuyển vị trong đất đá tăng dần theo phương ngang, khi độ dày lớp đất đá thay đổi tăng dần. Chuyển vị lớn nhất đầđợc là 0,0057m, khi lớp đất đá dày 14,0m. Do đó, chuyển vị với góc lớp đất đá nghiêng 15⁰, cho kết quả chuyển vị nghiêng về một phía, và nghiêng về phía góc trượt lở có thể tích lớn nhất.



a) Các điểm quan sát theo phương thẳng đứng



b) Biểu đồ thể hiện chuyển vị tại 12 điểm xét theo phương dọc trục giếng

Hình 10. Ảnh hưởng của chiều dày lớp đá đế giá trị ứng suất của các điểm theo phương dọc trục giếng

Khi khảo sát theo chiều thẳng đứng dọc trục giếng, các lớp đất đá có xu hướng dịch chuyển xuống phía dưới do tự trọng. Chuyển vị lớn nhất tập trung ở phần miệng giếng do vậy phù hợp với lý thuyết tường chắn đất tính theo phương pháp giải tích. Kết quả nghiên cứu cũng cho thấy, lớp đất đá có độ dày lớn hơn sẽ có dịch chuyển lớn hơn so với lớp đất đá mỏng. Cụ thể với lớp đất đá dày 14m, chuyển vị lớn nhất đạt 0,0052 m và thành giếng vẫn đảm bảo ổn định (Hình 10) .

4. Kết luận

Giếng đứng là công trình ngầm đào theo phương thẳng đứng qua nhiều lớp đất đá khác nhau. Do đặc thù điều kiện địa chất mở vùng các lớp đá phân lớp và nằm nghiêng. Tuy nhiên các phương pháp tính toán hiện nay chưa chú ý được nhiều sự ảnh hưởng của góc dốc và chiều dày lớp đất đá. Bài báo đã tiến hành khảo sát ảnh hưởng của góc dốc và chiều dày lớp đất đá đến ứng suất và chuyển vị của khối đất đá và vỏ chống bằng phương pháp phần tử hữu hạn thông qua phần mềm Abaqus. Kết quả cho thấy, góc dốc và chiều dày lớp đất đá đào qua có ảnh hưởng đáng kể đến trạng thái làm việc của vỏ chống. Qua khảo sát cho thấy lớp càng dốc chuyển vị và ứng suất ghi nhận được trong vỏ chống giếng đứng càng lớn, và giảm theo mức độ tăng chiều dày phân lớp đất đá.

Tài liệu tham khảo

- Phí Văn Lịch, 1971. *Áp lực chống giữ công trình ngầm Tập 1*. Đại học Mỏ- Địa chất. Hà Nội.
- Nguyễn Văn Đước, Nguyễn Văn Quyên, 1996. *Cơ sở Xây dựng Công trình ngầm trong mỏ*. Đại học Mỏ-Địa chất, Hà Nội.
- ABAQUS User's, 2011. *Examples and Theory Manual*, Version 6.10, Simulia, Providence.
- Võ Trọng Hùng, 2012. *Thi công giếng đứng*. Nhà xuất bản Khoa học Tự nhiên và Công nghệ. Hà Nội, Việt Nam.
- Changsuo Zhang, Feng Hu, Steve Zou. 2005. Effects of blast induced vibrations on the fresh concrete lining of a shaft. *Tunnelling and Underground Space Technology* 20, pp.356–361.
- M.L. Bucalem, K.J. Bathe, 1997. Finite Element Analysis of Shell Structures. *Archives of Computational Methods in Engineering*. Vol. 4, 1, pp.3-61.

ABSTRACT

Research on the effect of slope and thickness of rock seam around shaft wall to stability of concrete lining of a shaft

Dang Van Kien^{1,*}, Daniel Dias², Do Ngọc Anh¹

¹Department of Underground and Mining Construction, Faculty of Civil Engineering, Hanoi University of Mining and Geology (HUMG)

²University of Grenoble Alpes, France

The paper presents the result of research on the effect of slope and thickness of rock seam around a shaft wall to stability of concrete lining of a shaft. Three-dimensional finite element models were developed to conduct the parametric analyses using the commercial FE package, ABAQUS. A good agreement between the numerical results and the analytics method was found. Parameter study shows the effect of slope and thickness of rock seam around a shaft wall to stability of concrete lining of a shaft.

Keywords: Walls of circular shaft; shaft lining; stability of shaft wall; rock pressure

Nghiên cứu ảnh hưởng của bãi thải bề mặt đến độ ổn định của vỏ chống giếng đứng tại các mỏ lò Việt Nam

Đặng Văn Kiên^{1,*}, Võ Trọng Hùng¹, Đỗ Ngọc Anh¹, Khuất Mạnh Thắng², Đỗ Thế Anh³

¹Bộ môn XDCTN&Mỏ, Khoa Xây dựng, Đại học Mỏ - Địa chất

²Tập đoàn công nghiệp Than và Khoáng sản Việt Nam

³Công ty cổ phần Fountech

TÓM TẮT

Trong thời gian qua tại vùng mỏ Quảng Ninh rất nhiều các mỏ đã tiến hành xây dựng giếng đứng để phục vụ cho việc khai thác khoáng sản ở mức dưới sâu. Cùng với đó, hệ thống vỏ chống cố định là bê tông cốt thép liên khối được sử dụng tại hầu hết các giếng đứng của mỏ. Do công tác quy hoạch chưa đồng bộ và một vài lý do khác dẫn đến một số giếng bố trí đặt gần khu vực bãi thải của mỏ (như mỏ than Hà Lâm), hoặc đào qua tầng đất đá thải (mỏ than Núi Béo)...Do vậy, trong quá trình đổ thải phía trên sẽ ảnh hưởng đến độ ổn định của vỏ chống giếng đứng. Tuy nhiên, vấn đề này ở Việt Nam hầu như chưa được chú ý, ngoài ra các kết quả nghiên cứu của thế giới theo hướng này cũng không nhiều. Giếng đứng là công trình chính của mỏ đóng vai trò quan trọng trong khai thác và có tuổi thọ hàng trăm năm nên việc nghiên cứu ảnh hưởng của các công trình bề mặt trong đó có bãi thải trên bề mặt giếng đến độ ổn định của vỏ chống giếng đứng là hết sức quan trọng. Bài báo trình bày các kết quả khảo sát đánh giá ảnh hưởng bãi thải đến độ ổn định của thành giếng và vỏ chống giếng đứng. Kết quả nghiên cứu đạt được thông qua phương pháp phần tử hữu hạn bằng phần mềm Abaqus và phương pháp giải tích. Các kết quả chính của nghiên cứu là cơ sở để lựa chọn các giải pháp phù hợp về quy hoạch, thiết kế và thi công giếng mỏ nhằm giảm thiểu ảnh hưởng cho vỏ chống giếng đứng của mỏ.

Từ khóa: Thành giếng đứng; vỏ chống giếng đứng; bãi thải của mỏ; áp lực đất đá

1. Đặt vấn đề

Giếng đứng là công trình mở vỉa có thời gian tồn tại lớn (hàng trăm năm) nên kết cấu vỏ đòi hỏi độ bền lớn có tuổi thọ dài như bê tông liên khối hoặc bê tông cốt thép liên khối. Kết cấu vỏ giếng chịu tác động của áp lực đất đá xung quanh, nước ngầm cũng như ảnh hưởng của các công trình bề mặt như đoàn tàu, bãi thải, nhà xưởng (Hình 1). Đất đá bãi thải vùng than Quảng Ninh chủ yếu là các loại đá trầm tích ở vách trụ các vỉa than đã nổ mìn, xúc bốc, vận chuyển từ các moong khai thác đến bãi thải. Thành phần đất đá chủ yếu bao gồm các loại mảnh, cục đất đá vỡ vụn của cát kết, cuội kết, bột kết, sét kết, sét than và đất phủ đệ tứ. Thành phần cỡ hạt của đất đá cũng rất khác nhau, có kích thước từ 0,1 mm đến 1000 mm như Bảng 1.

Bảng 1. Thành phần cỡ hạt và tỉ lệ trong đất đá bãi thải
(GS.TS. Phạm Huy Khang và nnk, 2015; Th.S. Trần Miên và nnk, 2018)

Thành phần cỡ hạt đất đá bãi thải	< 50 mm	50 ÷ 80 mm	800 mm
Tỉ lệ %	10	80	10

Đất đá kích thước nhỏ tập trung phía trên, do đó động năng lớn hơn, đất đá có kích thước lớn lăn xa, phân bố phía chân bãi thải. Một số thông số cơ lý của đất đá thải như trong Bảng 2 (GS.TS. Phạm Huy Khang và nnk, 2015; Th.S. Trần Miên và nnk, 2018)

Bảng 2. Một số chỉ số cơ lý đất đá bãi thải vùng than Quảng Ninh
(GS.TS. Phạm Huy Khang và nnk, 2015; Th.S. Trần Miên và nnk, 2018)

Độ rỗng η (%)	Tỉ trọng γ (T/m ³)	Tỉ trọng bão hòa γ_{bh} (T/m ³)	Lực dính kết C (T/m ²)	Góc ma sát trong φ (°)
21	2,1	2,26	2,0	30

* Tác giả liên hệ

Email: kienxdn@gmail.com

Với trường hợp giếng nằm dưới bãi thải bề mặt, ngoài áp lực đất đá nằm ngang xung quanh thành giếng, vỏ chống giếng đứng còn chịu thêm áp lực của tự trọng bãi thải và các hoạt động đổ thải gây ảnh hưởng lớn đến độ ổn định của thành giếng và vỏ chống cố định giếng đứng. Trên thế giới, các kết quả nghiên cứu về ảnh hưởng của bãi thải đến vỏ chống giếng đứng là không nhiều. Đối với Việt Nam, sau rất nhiều năm từ thời kỳ Pháp thuộc đến năm 2009, giếng mỏ đầu tiên mới được xây dựng tại Hà Lâm, do vậy hầu như chưa có công trình khoa học nào nghiên cứu theo hướng này trong khi yêu cầu về an toàn ổn định cho vỏ chống giếng đứng luôn được đặt ra nhằm bảo đảm sự vận hành bình thường của giếng trong suốt quá trình khai thác.

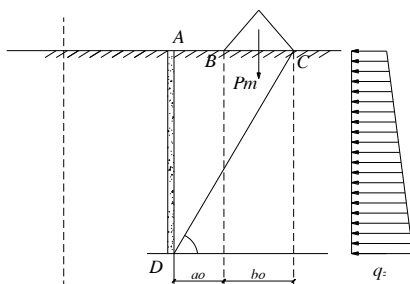
2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Cơ sở lý thuyết phương pháp

Do ảnh hưởng của bãi thải liền kề được đặt trong khu vực lũng thể trượt làm tăng tải trọng bổ sung của đất vào vỏ chống giếng đứng. Chiều cao tăng thêm do tải trọng P_m truyền vào đáy BC được tính theo sơ đồ Hình 1 và theo công thức (1) (Đỗ Thụy Đăng, 1997):

$$H_0 = \frac{P_m}{\gamma \cdot b_0} \quad (1)$$

Trong đó: H_0 – chiều cao tăng thêm, m; P_m – tải trọng trên 1m dài móng tác dụng vào chiều rộng đáy b_0 ; T ; γ – dung trọng của địa tầng, T/m^3 ; b_0 – chiều rộng của bãi thải lân cận, m

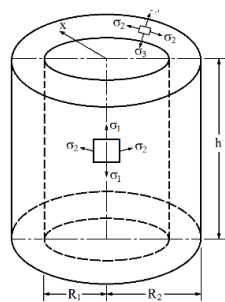


Hình 1. Sơ đồ tính áp lực bên do ảnh hưởng của bãi thải liền kề (ABAQUS User's, 2011; Võ Trọng Hùng, 2012)

Trong điều kiện như thế tải trọng tác dụng vào thành giếng có thể được tính dễ dàng bằng phương pháp tính toán trong cơ học ổn định khối đất, cường độ áp lực ngang do bãi thải tác dụng vào điểm D được biểu thị bằng công thức (2) (Phí Văn Lịch, 1977; Đỗ Thụy Đăng, 1997):

$$P_x = \gamma \cdot H_0 \frac{b_0}{a_0 + b_0} \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2)$$

Dưới tác dụng của áp lực ngang phân bố đều P và trọng lượng bản thân của vỏ chống, ngoài ra còn có ảnh hưởng của các công trình trên bề mặt trong vỏ chống xuất hiện trạng thái ứng suất ba chiều: Ứng suất nén hướng tâm σ_3 (còn gọi là ứng suất hướng kính); Ứng suất tiếp tuyến σ_2 (còn gọi là ứng suất vòng theo chu vi), tác dụng vuông góc với ứng suất hướng tâm; Ứng suất thẳng đứng σ_1 tác dụng song song với trục giếng (Hình 2). Đây là một trường hợp của bài toán Lamé đã giải từ năm 1852. Độ lớn của các ứng suất trên được tính theo các công thức (4) (Changsuozhang et al, 2005):



$$\begin{aligned} \sigma_3 &= \frac{R_2^2 \cdot P}{R_2^2 - R_1^2} \left(1 - \frac{R_1^2}{x^2} \right) \\ \sigma_2 &= \frac{R_2^2 \cdot P}{R_2^2 - R_1^2} \left(1 + \frac{R_1^2}{x^2} \right) \\ \sigma_1 &= \frac{R_2^2 \cdot P}{R_2^2 - R_1^2} \end{aligned} \quad (3)$$

Trong đó: p - áp lực ngang phân bố đều; R_1, R_2 - Bán kính trong và ngoài của vỏ giếng; x - Khoảng cách từ tâm giếng đến điểm đang xét của vỏ.

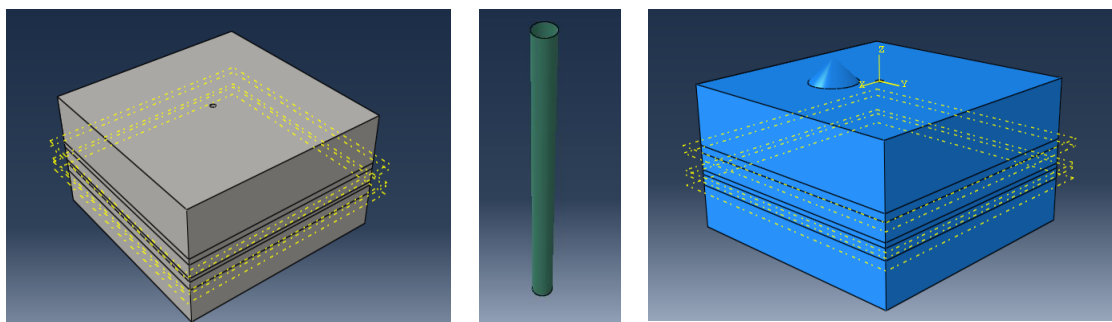
Hình 2. Sơ đồ phân bố các thành phần ứng suất σ_3 và σ_2 trong vỏ chống giếng đứng

2.2. Xây dựng và kiểm chứng mô hình số

2.2.1. Xây dựng mô hình số mô phỏng ảnh hưởng của bãi thải bề mặt giếng đến trạng thái ứng suất và chuyển vị trong vỏ chống giếng đứng

Để phân tích rõ hơn ảnh hưởng của bãi thải bề mặt đến độ ổn định của vỏ chống giếng đứng nhóm nghiên cứu sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn thông qua phần mềm Abaqus. Kết cấu của mô hình số được xây dựng sử dụng cho nghiên cứu chia thành các khối phần tử mô hình khác nhau với ba phần riêng biệt gồm khối đất đá xung quanh vỏ giếng, vỏ giếng bằng bê tông và bãi thải bề mặt (Hình 3). Kích thước mô hình được lấy theo kinh nghiệm lớn gấp 5 lần chiều sâu giếng để mô tả chính xác vùng ảnh hưởng. Mô hình đất đá có bề rộng tùy theo bán kính và chiều sâu thành giếng. Đất đá mô phỏng hình học

với chiều dài x chiều rộng x chiều cao là 200 x 200 x 120 m. Giếng có bán kính 2,7m (tính cả phần diện tích đào, tác giả bỏ phần bê tông phun với mô hình nghiên cứu đơn giản), với bề dày thành giếng không đổi. Vỏ chống bê tông liền khối của giếng được sơ bộ lựa chọn dày 0,2m theo thiết kế của công ty than Hà Lâm khi giếng đi qua vùng đất đá ổn định được mô phỏng dạng vỏ (shell) với độ sâu là 83,3m.



a) Khối đất đá xung quanh thành giếng b) Vỏ giếng c) Khối đất đá và bãi thải hình chóp

Hình 3. Kết cấu mô hình số

2.2.2. Thông số và mô hình vật liệu

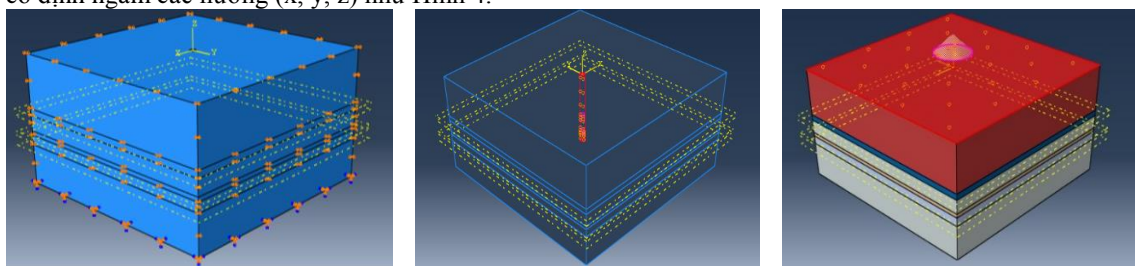
Mô hình được khảo sát với 6 lớp đất đá nằm ngang khác nhau có đặc tính cơ lý được thể hiện trên Bảng 3. Mô hình gồm 5 thông số cơ bản: module đàn hồi (E), hệ số Poisson (ν), lực dính của đất C, góc ma sát trong (ϕ) và góc nở của đất (ψ). Vỏ chống giếng đứng là bê tông liền khối M300 với các đặc tính cơ lý được thể hiện trên Bảng 3. Do các lớp đất đá bề mặt thuộc loại mềm yếu nên vật liệu làm việc tuân theo mô hình phá hủy Mohr-Coulomb.

Bảng 3. Chỉ tiêu cơ lý của đất đá đào qua

Loại đá	Các chỉ tiêu cơ lý				
	ρ (g/cm ³)	C (MPa)	ϕ (độ)	E (GPa)	ν
Đá thải (Lớp đất đá 1)	2,1	0,02	30	3,0	0,25
Bột kết (Lớp đất đá 2)	2,6	5,0	35	3,6	0,213
Bột kết (Lớp đất đá 3)	2,6	16,9	36	5,0	0,206
Sét kết (Lớp đất đá 4)	2,6	2,9	31	2,4	0,24
Than (Lớp đất đá 5)	1,5	0,5	30	0,91	0,25
Bột kết (Lớp đất đá 6)	2,6	16,9	36	5,0	0,206

2.2.3. Tương tác và điều kiện biên của mô hình

Mô hình tương tác đất đá-vỏ giếng được xác định sử dụng bước nghiên cứu địa tĩnh ban đầu, để xác định trọng lực, và ứng suất nguyên sinh trong đất đá. Điều kiện biên mô hình ở các cạnh biên sử dụng gối cố định theo phương ngang (x, y), biên bề mặt được giả thiết biến dạng tự do, biên đáy mô hình giả sử là cố định ngầm các hướng (x, y, z) như Hình 4.



a) Điều kiện biên dạng ngàm bao quanh mô hình

b) Liên kết giữa đất đá và vỏ chống giếng đứng

c) Mô hình bãi thải gần miệng giếng trên các lớp địa tầng

Hình 4. Biểu diễn điều kiện biên mô hình

Bảng 4. Chỉ tiêu cơ lý bê tông thành giếng

Bê tông	Các chỉ tiêu cơ lý								
	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	ρ (g/cm ³)	C (MPa)	ϕ (độ)	E (GPa)	ν	K (GPa)	G (GPa)
M300	30	0,8	2,40	0,61	35	30	0,25	18,7	11,6

2.2.4. Phần tử sử dụng cho mô hình

Trong mô hình khối đá được mô phỏng nhờ phần tử dạng tứ diện tuyến tính, vỏ chống giếng đứng được lựa chọn là phần tử vô tam giác với đặc tính như Bảng 5 dưới đây:

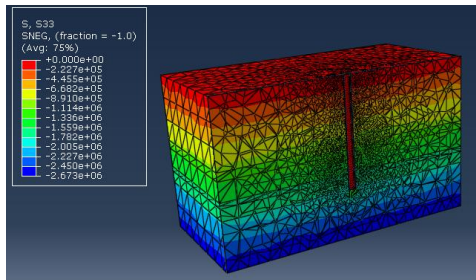
Bảng 5. Đặc tính các loại phần tử sử dụng trong mô hình

Stt	Tên phần tử	Số nút	Loại hình
Phần tử rắn (đất đá)	C3D4	4 nút – tứ diện tuyến tính	3D Stress
Phần tử vỏ (giếng)	S3	3 nút – vô tam giác	Vỏ

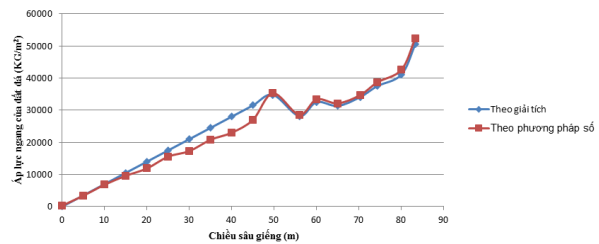
2.2.5. Các trường hợp nghiên cứu

a. Kết quả mô hình giếng đứng trong trường hợp chưa có bãi thải

Khi chưa có bãi thải phía trên miệng giếng, vỏ chống giếng đứng chỉ chịu ảnh hưởng của áp lực đất đá xung quanh. Kết quả so sánh giữa mô hình số với kết quả tính toán áp lực bên thành giếng đạt được bằng phương pháp giải tích theo công thức (2) được thể hiện trên Hình 5 dưới đây.



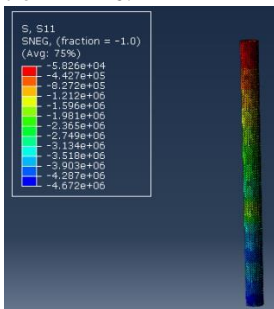
a) Ứng suất trên thành giếng



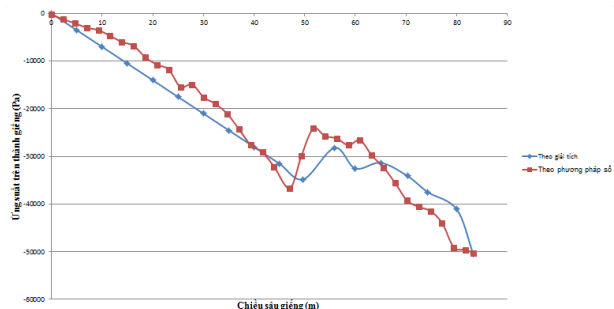
b) Giá trị ứng suất trong thành giếng theo hai phương pháp khác nhau

Hình 5. Giá trị ứng suất trong vỏ chống giếng đứng do áp lực đất đá

Kết quả so sánh trên biểu đồ Hình 5.b có thể thấy rằng giá trị tính toán áp lực đất đá xung quanh thành giếng theo hai phương pháp giải tích và phương pháp số cho ra kết quả phù hợp. Giá trị lớn nhất $60T/m^2$ tại độ sâu 83,3m nằm qua vỉa than dày 9m. Sự phân bố áp lực thay đổi theo chiều dài dọc thân giếng, ngoại trừ tại vị trí 1/3 của thân giếng có sự bước nhảy nhỏ, bước nhảy này là do sự bất ổn định số xảy ra trong mô phỏng. Khi vỏ chống giếng đứng có dày 20cm, theo lý thuyết tính toán ứng suất nén trong thành giếng được tính như công thức (3) khi $R_1=2,5m$; $R_2=2,7m$; $x=2,7m$, ta tính được các thành phần ứng suất trong vỏ giếng. Kết quả so sánh giá trị ứng suất tiếp, ứng suất nén trong thành giếng theo công thức (3) với các giá trị ứng suất tương ứng đạt được bằng phương pháp số (cụ thể là các ứng suất S_{11} , S_{22}) được thể hiện trên Hình 6.



a) Thành phần ứng suất S_{11}



b) So sánh ứng suất đạt được theo hai phương pháp

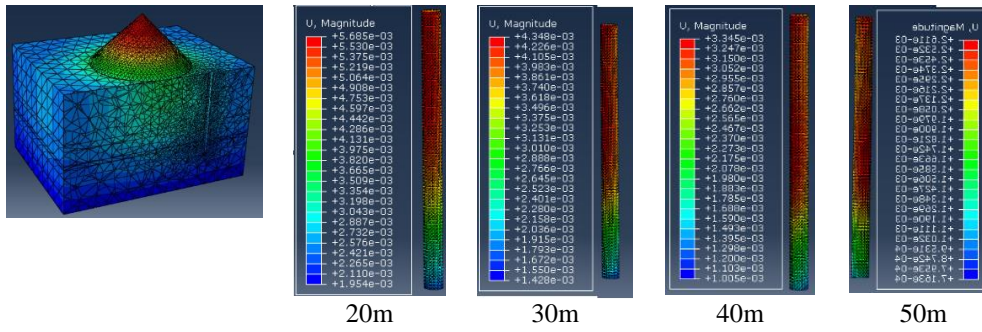
Hình 6. Kết quả ứng suất đạt được bằng phương pháp số

Kết quả so sánh trên Hình 6 cho thấy giá trị ứng suất thu được trong thành giếng bằng phương pháp số và phương pháp giải tích là phù hợp, do đó mô hình xây dựng có độ tin cậy và có thể được sử dụng để nghiên cứu thông số.

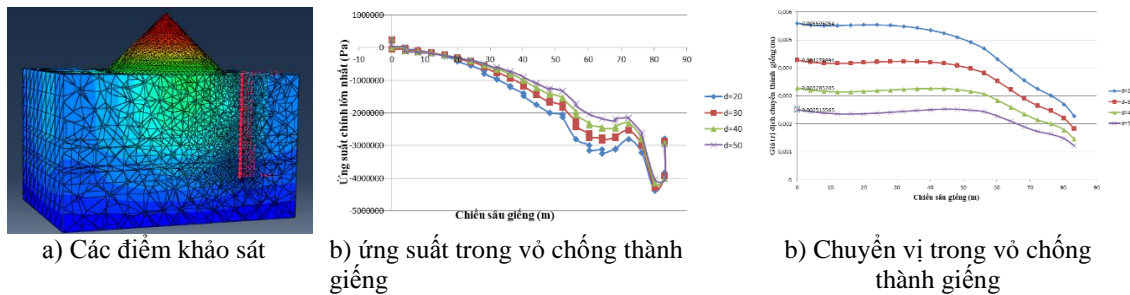
2.3. Khảo sát thông số mô hình

2.3.1. Ảnh hưởng của khoảng cách bãi thải đến giếng đứng

Trong nghiên cứu này, nhóm tác giả mô phỏng giếng đứng với kích thước như mô hình đã kiểm chứng ở trên ($R=5,4m$; $H=83,3m$). Bãi thải có hình dạng nón, kích thước bề rộng 100m, chiều cao 50m. Nghiên cứu được tiến hành bằng cách thay đổi vị trí khoảng cách bãi thải từ miệng giếng tới mép ngoài cùng bãi thải. Khoảng cách được thay đổi lần lượt là 30m, 40m, 50m, 60m. Kết quả chuyển vị lớn nhất trên thành giếng được thể hiện như Hình 7.



Hình 7. Ứng suất trong vỏ chống tại các khoảng cách khác nhau

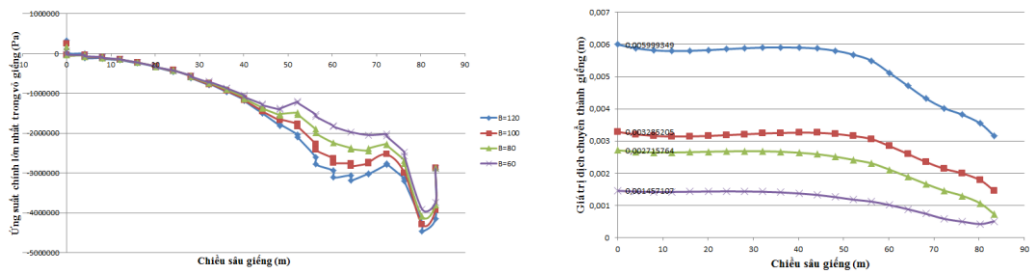


Hình 8. So sánh ứng suất trong vỏ chống tại các khoảng cách khác nhau

Kết quả thu được từ sự dịch chuyển khối đất đá khi bãi thải thay đổi vị trí có thể đưa ra một số kết luận: Khoảng cách bãi thải tới giếng càng xa dần, thì chuyển vị trong thành giếng càng giảm dần. Vùng ảnh hưởng dịch chuyển di chuyển theo vị trí đặt bãi thải. Với tính chất đất đá như điều kiện khảo sát địa chất đưa ra, có thể thấy rằng, chuyển vị lớn nhất đạt 5,6mm với chiều dày của lớp bê tông phun là 5cm, chiều dài thanh neo là 1,5m như Hình 8. Có thể thấy hai vị trí dịch chuyển chủ yếu trong mô hình, đó là vị trí phía dưới bãi thải, và vị trí đáy giếng. Điều này có thể giải thích rằng, hiện tượng dịch chuyển đó là do trọng lượng bản thân của bãi thải, và trọng lượng bản thân của thành giếng tác động, từ đó sẽ đưa ra các nghiên cứu thiết kế cổ giếng và vành đế đỡ hợp lý.

b. Ảnh hưởng của bề rộng bãi thải

Để khảo sát ảnh hưởng của bề rộng bãi thải, nghiên cứu tiến hành cố định khoảng cách từ miệng giếng đứng tới mép ngoài cùng bãi thải là 40m, và 30 m, tiến hành bằng cách thay đổi kích thước bề rộng bãi thải. Bề rộng bãi thải thay đổi lần lượt là 60m với chiều cao bãi thải 30m; 80m với chiều cao bãi thải 40m; 100m với chiều cao bãi thải 50m; 120m với chiều cao bãi thải 60m. Kết quả khảo sát nghiên cứu đưa ra một số kết luận: ứng suất phá hủy kéo (+) trong các trường hợp thay đổi chủ yếu ở phần cổ giếng. Ứng suất kéo lớn nhất trong trường hợp bãi thải có bề rộng lớn nhất, và khi bề rộng giếng nhỏ dần thì ứng suất kéo giảm dần. Kết quả biểu diễn sự dịch chuyển khối đất đá khi bãi thải thay đổi vị trí cho thấy: Bề rộng bãi thải càng lớn dần, thì chuyển vị của bãi thải tác động lên thành giếng càng lớn dần. Vùng ảnh hưởng dịch chuyển di chuyển theo độ lớn của bề rộng bãi thải. Với tính chất đất đá như điều kiện khảo sát địa chất đưa ra, có thể thấy rằng, chuyển vị lớn nhất đạt 6mm, khi bãi thải có bề rộng 120m, cao 60m (Hình 9). Ngoài ra, có thể thấy hai vị trí dịch chuyển chủ yếu trong mô hình, đó là vị trí phía dưới bãi thải, và vị trí đáy giếng. Điều này có thể giải thích rằng, hiện tượng dịch chuyển đó là do trọng lượng bản thân của bãi thải, và trọng lượng bản thân của thành giếng tác động, từ đó sẽ đưa ra các nghiên cứu thiết kế cổ giếng và vành đế đỡ hợp lý.



Hình 9. Sự ảnh hưởng của chiều rộng bãi thải đến giá trị ứng suất trong vỏ chống

3. Kết luận

Với việc nghiên cứu sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn bằng phần mềm Abaqus, mô hình xây dựng trong nghiên cứu này có thể cho phép nghiên cứu sự ảnh hưởng của khoảng cách từ bãi thải đến miệng giếng cũng như bề rộng bãi thải đến độ ổn định thành giếng. Kết quả đưa ra trong nghiên cứu này được áp dụng cho giếng có độ sâu nhỏ, bãi thải dạng hình chóp, tuy nhiên kết quả có thể mở rộng cho các loại hình giếng và bãi thải khác nhau của vùng mỏ Quảng Ninh. Trên đây là những kết quả nghiên cứu đạt được ban đầu về vấn đề này, cần có những nghiên cứu sâu hơn trong thời gian tới nhằm đáp ứng yêu cầu cấp bách của các mỏ than hầm lò có sử dụng giếng đứng hiện nay.

Tài liệu tham khảo

- ABAQUS User's. *Examples and Theory Manual*, Version 6.10, Simulia, Providence, 2011.
- GS.TS. Phạm Huy Khang, PGS.TS. Nguyễn Hữu Trí, ThS.NCS. Đỗ Văn Thái. *Nghiên cứu sử dụng vật liệu đất đá thải tại các mỏ than ở Cẩm Phả - Quảng Ninh và khả năng sử dụng chúng trong xây dựng đường ô tô*. Tạp chí GTVT, 11/2015.
- Th.S. Trần Miên, Th.S. Nguyễn Tam Tính, Th.S. Đỗ Mạnh Dũng. *Trồng cây phủ xanh bãi thải mỏ vùng than Quảng Ninh*. Tạp chí Môi trường, số Chuyên đề III năm 2018.
- Phí Văn Lịch (1977). *Áp lực chống giữ công trình ngầm Tập 1- Đại học Mỏ- Địa chất*. Hà Nội 1971.
- Đỗ Thụy Đăng (1997). *Thi công cổ giếng đứng (bản dịch)*. Đại học Mỏ-Địa chất, Hà Nội.
- Võ Trọng Hùng 2012. *Thi công giếng đứng*. Nhà xuất bản Khoa học Tự nhiên và Công nghệ. Hà Nội.
- Changsuo Zhang, Feng Hu, Steve Zou. 2005. Effects of blast induced vibrations on the fresh concrete lining of a shaft. *Tunnelling and Underground Space Technology* 20, pp.356–361.
- M.L. Bucleam, K.J. Bathe. 1997. Finite Element Analysis of Shell Structures. *Archives of Computational Methods in Engineering*. Vol. 4, 1, pp.3-61.

ABSTRACT

Research on the effect of back filling at the mine to stability of concrete lining of a shaft of underground mine in Vietnam

Dang Van Kien^{1,*}, Vo Trong Hung¹, Do Ngoc Anh¹, Khuat Manh Thang², Do The Anh³

¹*Department of Underground and Mining Construction, Faculty of Civil Engineering, Hanoi University of Mining and Geology (HUMG)*

²*Vietnam national coal - mineral industries holding corporation limited*

³*Fountech joint stock company*

The paper presents the result of research on the effect of back filling at the mine to stability of concrete lining of a shaft. Three-dimensional finite element models were developed to conduct the parametric analyses using the commercial FE package, ABAQUS. A good agreement between the numerical results and the analytics method was found. This numerical model can be used to study. Parameter study shows the effect of distance and width of back filling at the mine around shaft wall to stability of concrete lining of a shaft. The main results obtained by this study can be applied to underground mines in Vietnam in the equivalent condition.

Keywords: Walls of circular shaft; concrete lining of a shaft; back filling at the mine; rock pressure

Áp dụng kết cấu neo chống giữ đường lò dọc vỉa than Công ty cổ phần than Núi Béo - Vinacomin

Nghiêm Xuân La^{1,*}, Đào viết Đoàn²

¹ Viện khoa học Công nghệ Mỏ - Vinacomin

² Trường Đại học Mỏ - Địa chất

TÓM TẮT

Hiện nay kết cấu chống neo đã được áp dụng rộng rãi để chống giữ đường lò đá tại các mỏ than hầm lò vùng Quảng Ninh và đang được áp dụng thử nghiệm tại một số đường lò đào trong than. Do các vỉa than có điều kiện địa chất phức tạp, chiều dày và góc dốc vỉa biến động mạnh nên các tham số chống giữ bằng neo thường không giống nhau tại các đường lò dọc vỉa. Chính vì vậy khi thiết kế tham số chống giữ bằng neo cho các đường lò dọc vỉa than cần nghiên cứu kỹ các điều kiện địa chất khối than đá vách và trụ của vỉa, thể nằm của vỉa, chiều dày vỉa, tính chất cơ lý của khối than đá để phân tích tính toán lựa chọn các tham số của kết cấu chống neo cho phù hợp. Bài viết giới thiệu kết quả áp dụng chống giữ bằng kết cấu chống neo tại đường lò dọc vỉa thông gió 31101 mức -20 Công ty Cổ phần than Núi Béo - Vinacomin.

Từ khóa: Kết cấu chống neo, lò dọc vỉa than, áp dụng hiện trường

1. Đặt vấn đề

Hàng năm các mỏ hầm lò vùng than Quảng Ninh phải thực hiện đào chống giữ một khối lượng lớn các đường lò để phục vụ cho công tác khai thác. Trong đó các đường lò đào trong đá chiếm khoảng 25%, các đường lò trong than chiếm khoảng 75%, như vậy có thể thấy rằng khối lượng các đường lò đào trong than là rất lớn. Hiện nay kết cấu chống giữ các đường lò dọc vỉa than chủ yếu sử dụng kết cấu chống thép, đây là loại hình kết cấu chống bị động, vận chuyển mang vác lắp đặt nặng nhọc, mất nhiều sức lao động của công nhân...vv. Kết cấu chống neo đã được áp dụng rộng rãi để chống giữ các đường lò trong đá vùng than Quảng Ninh nhưng trong lò dọc vỉa than vẫn còn đang áp dụng thử nghiệm. Bài viết dựa vào điều kiện lò dọc vỉa 31101 mỏ than Núi Béo sử dụng các lý thuyết và công thức tính toán lựa chọn các tham số chống giữ lập hệ chiều chống neo cho đường lò và áp dụng thành công tại đường lò dọc vỉa 31101 Công ty than Núi Béo - Vinacomin.

2. Hiện trạng công tác chống lò bằng neo tại các mỏ than hầm lò Quảng Ninh

Kết cấu chống giữ bằng neo đã được áp dụng tại các đường lò vùng than Quảng Ninh từ đầu những năm 90 của thế kỷ 20, năm 1991 Bộ Năng lượng giao cho Viện nghiên cứu khoa học công nghệ mỏ lập luận chứng nghiên cứu khả năng sử dụng neo chất dẻo cốt thép cho các mỏ hầm lò Việt Nam. Đến năm 1993 và 1994 Bộ Năng lượng mới tìm được nguồn tài trợ để áp dụng thử nghiệm chống lò bằng neo chất dẻo cốt thép từ các cơ quan và các công ty của Australia. Năm 1995 neo chất dẻo đã được ứng dụng chống giữ các đường lò đá và lò than đầu tiên tại Công ty than Uông Bí, Công ty than Khe Chàm (Dự án Australia tài trợ). Năm 2001 neo chất dẻo cốt thép đã được triển khai để chống giữ các đường lò dọc vỉa than tại Công ty than Dương Huy (Dự án JCOAL Nhật Bản tài trợ). Những năm tiếp theo kết cấu chống neo cũng đã được một số mỏ áp dụng thử nghiệm nhưng không thành công.

Từ năm 2009 trở lại đây Tập đoàn Công nghiệp than Khoáng sản Việt Nam đã giao cho các đơn vị khai thác than hầm lò vùng Quảng Ninh mỗi năm phải thực hiện một số lượng đường lò chống neo nhất định nhưng cũng có những mỏ hoàn thành kế hoạch được giao có những mỏ không hoàn thành kế hoạch được giao. Trên bảng 1 là tổng hợp khối lượng chống neo tại các mỏ hầm lò trực thuộc TKV từ năm 2010 ÷ 2017.

* Tác giả liên hệ

Email: nxuanla@gmail.com

Bảng 1. Tổng hợp số lượng chống lò bằng neo từ 2010 ÷ 2017 của các đơn vị trực thuộc TKV
(Nguyễn Trí Thắng, 2018)

STT	Tên đơn vị	Năm 2010	Năm 2011	Năm 2012	Năm 2013	Năm 2014	Năm 2015	Năm 2016	Năm 2017
	Toàn TKV (m)	2056	2869	3896	2690	2490	2808	6556	12721
1	Khe Chàm (m)	233	543	293	3	238	7	684	1106
2	Mông Dương (m)	164	150	127	100	0	0	184	1254
3	Thông Nhất (m)	0	0	0	0	0	314	185	428
4	Dương Huy (m)	0	0	70	83	172	201	679	1037
5	Hạ Long (m)	460	254	164	613	714	510	682	1104
6	Quang Hanh (m)	190	0	30	0	92	211	404	1023
7	Hòn Gai (m)	39	356	483	145	50	152	363	498
8	Hà Lâm (m)	213	297	683	657	363	217	509	646
9	Núi Béo (m)	0	0	0	0	0	0	86	1815
10	Uông Bí (m)	642	540	846	676	0	331	1073	432
11	Hồng Thái (m)	0	0	0	0	362	336	15	429
12	Vàng Danh (m)	115	729	590	230	182	255	371	828
13	Nam Mẫu (m)	0	0	464	68	103	43	148	899
14	Mạo Khê (m)	0	0	147	116	214	232	1173	1223

Từ bảng 1 có thể thấy rằng các đơn vị thực hiện khối lượng chống lò bằng kết cấu chống neo có sự khác biệt rất lớn trong các năm và giữ các đơn vị với nhau, có những đơn vị trong một năm không có mét lò nào được chống giữ bằng kết cấu chống neo, có những đơn vị thì năm thực hiện được nhiều năm thực hiện được ít. Có rất nhiều nguyên nhân dẫn đến các mỏ chưa áp dụng thành công và nhận rộng loại hình kết cấu chống neo sau đây sẽ đi phân tích một trong những nguyên nhân tồn tại này.

3. Phân tích những hạn chế chống neo tại các mỏ than hầm lò vùng Quảng Ninh

Có rất nhiều những nguyên nhân dẫn đến kết cấu chống neo còn hạn chế được áp dụng tại các mỏ than hầm lò vùng Quảng Ninh một trong những nguyên nhân đó bao gồm:

- Về công tác thiết kế:
 - Công tác thiết kế các tham số của neo chưa thật sự dựa vào điều kiện hiện trường để thiết kế, các tham số thiết kế còn thiếu như tham số dự ứng lực cho neo, tham số góc cắm của neo, tham số chiều dài đoạn dính kết, các phương án điều chỉnh khi gặp điều kiện thay đổi...vv.
- Về đồng bộ thiết bị trong công nghệ thi công bao gồm:
 - Thiết bị thi công không đầy đủ dẫn đến đường lò khi chống neo không đủ các thiết bị lắp đặt neo
 - Thiếu các thiết bị siêu âm quan trắc thành lỗ khoan để biết được mức độ nứt nẻ, phá hủy của khối đá xung quanh đường lò sau khi đào dẫn đến thiếu cơ sở để xác định tham số kết cấu chống neo
 - Không có thiết bị khoan lấy mẫu để đánh giá được chỉ số phân loại khối đá, công tác khảo sát chủ yếu dựa trên kinh nghiệm hoặc chỉ dựa trên hệ số kiên cố bằng búa Schmidt;
 - Không đầu tư máy khoan hông chuyên dụng nên quá trình khoan lắp các thanh neo hông thường phải sử dụng máy khoan nóc;
 - Thiếu các thiết bị thử tải dẫn đến không kiểm tra được chất lượng thanh neo sau khi thi công;
 - Thiếu các thiết bị tạo dự ứng lực cho neo;
 - Sử dụng các thiết bị máy khoan lỗ mịn để thực hiện khoan lỗ lắp đặt neo dẫn đến các lỗ khoan neo lớn không phù hợp với đường kính thân cốt neo và chất dính kết;
 - Đầu tư các mua sắm các thiết bị khoan neo còn hạn chế thông thường không có máy khoan dự phòng nên khi gặp hư hỏng phải ngừng công tác thi công để sửa thiết bị, không có thiết bị thay thế ngay;
 - Công tác sửa chữa bảo dưỡng máy khoan còn nhiều hạn chế, các linh kiện thay thế trong nước không chế tạo được, khi cần thay thế cần đặt hàng từ nước ngoài về mất rất nhiều thời gian.
- Về công tác quản lý bao gồm:
 - Chưa đào tạo cán bộ quản lý và công nhân thi công kết cấu chống bằng neo hoặc có đào tạo nhưng không triệt để, cán bộ và công nhân chưa nắm vững quy trình kỹ thuật công nghệ thiết kế thi công neo, còn bỏ sót các công đoạn trong quy trình đặc biệt là công tác kiểm tra chất lượng thi công và đo dịch động đất đá, hoặc công nhân chưa tuân thủ trong các bước công nghệ chống lò bằng neo;
 - Hầu hết các đơn vị chưa thực sự chủ động và quyết liệt trong việc tổ chức chỉ đạo chống lò bằng neo mà vẫn chỉ thực hiện số mét lò do tập đoàn giao hàng năm;
 - Định mức trả công khi chống giữ bằng kết cấu chống neo thấp hơn kết cấu chống thép và gỗ, chưa có hình thức động viên khen thưởng trong công tác chống neo làm cho công nhân không thiết tha khi sử

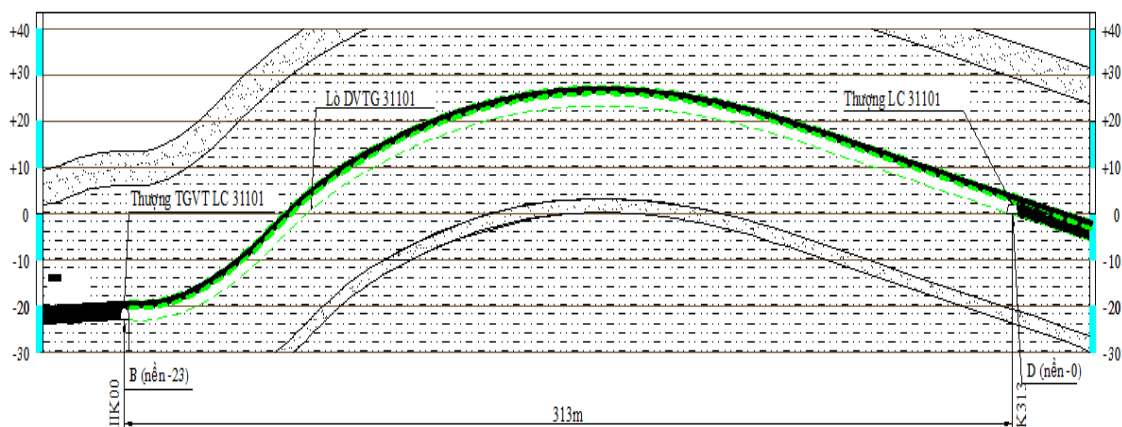
dụng loại hình kết cấu chống này;

- Về điều kiện địa chất
 - Không đánh giá chi tiết điều kiện địa chất nên gặp khó khăn trong những đoạn lò có điều kiện địa chất thay đổi, không có phương án điều chỉnh tham số chống neo khi gặp điều kiện địa chất thay đổi, hoặc khi gặp điều kiện địa chất thay đổi không thay đổi phương án chống neo mà đưa luôn kết cấu chống thép vào lắp đặt;
 - Thiều hoặc không đầy đủ mặt cắt dọc mô tả các lớp đất đá của đường lò trước khi thiết kế chống giữ;
 - Điều kiện địa chất khu vực Quảng Ninh rất phức tạp đặc biệt là các đường lò dọc vỉa than, điều kiện chiều dày, góc dốc của các vỉa thay đổi liên tục gây khó khăn cho việc điều chỉnh tham số kết cấu chống neo;
 - Điều kiện địa chất thủy văn phức tạp, đường lò chứa nhiều nước làm ảnh hưởng đến tính đồng cứng của chất dính kết;
 - Đất đá cuội kết khi khoan bị vỡ thành lỗ khoan làm cho lỗ khoan mở rộng ra dẫn đến chất dẻo không đủ để dính kết thân cốt neo với thành đất đá làm giảm chất lượng kết cấu chống neo;
 - Đất đá nứt nẻ nhiều, độ mở khe nứt lớn làm cho chất dẻo sau khi khuấy trộn chui một phần vào khe nứt làm không đủ chất dính kết thân cốt neo với thành lỗ khoan;
- Vật liệu kết cấu chống:
 - Vẫn chưa tự sản xuất ra được toàn bộ kết cấu thanh neo, các bộ phận của neo như thân cốt neo, tấm đệm, ê cu, long đen vẫn phải nhập khẩu từ nước ngoài qua nhiều khâu mua bán trung gian làm tăng giá thành kết cấu chống neo. Hiện nay trong nước đã sản xuất được chất dẻo dính kết nhưng giá thành còn cao hơn giá nhập khẩu;
 - Chưa có các quy định kiểm tra chất lượng kết cấu chống neo trước khi đưa vào sử dụng, nên không không chế được chất lượng vật liệu nhập vào mỏ, làm ảnh hưởng đến chất lượng chống neo
 - Ren đầu neo không phù hợp với ren ê cu làm khi lắp đặt bị lỏng không chặt, không ép sát được tấm đệm vào thành đất đá;
 - Thanh neo không đồng bộ, nhiều khi chỉ nhập thân cốt neo, ê cu còn tấm đệm tự cắt từ các thép tấm nên không đủ khả năng chịu lực, khi lắp thường bị cong vênh tấm đệm;
 - Thôi chất dẻo bị hồng gây do vận chuyển không cẩn thận, thối chất dẻo bị quá hạn thời gian sử dụng làm cho cường độ dính kết giảm ảnh hưởng đến chất lượng của neo.

4. Thiết kế kết cấu chống neo cho lò dọc vỉa thông gió 31101

4.1. Điều kiện địa chất kỹ thuật lò dọc vỉa thông gió 31101

Đường lò dọc vỉa thông gió 31101 có tổng chiều dài là 313m, có thời gian tồn tại dự kiến 3÷5 năm, đường lò có chiều rộng bằng 3300 mm chiều cao bằng 2870 mm, diện tích đào $S_d = 9,3m^2$. Đường lò đào trong vỉa than có chiều dày khoảng 3÷6 m đào trong than bám trụ, trong vỉa than có 2 lớp đá kẹp, một lớp có chiều dày 0,7m nằm giữa đường lò, một lớp có chiều dày 0,4 m nằm trên nóc đường lò, vỉa than nằm xen kẽ với các lớp đá kẹp có chiều dày 1,3 m, 1,7 m và 0,7 m, bên trên vỉa than là lớp mỏng sét kết và đá bột kết, trắc dọc đường lò được thể hiện trên hình 1, mặt cắt dọc tuyến đường lò và mặt cắt ngang địa chất của đường lò thể hiện trên hình 1 và 2 (Đào Viết Đoàn, 2018 ; Công ty than Núi Béo, 2017).



Hình 1. Trắc dọc đường lò dọc vỉa thông gió 31101

- Khoảng cách giữa các neo trong hàng và trong vòng:

Khoảng cách giữa các neo trong hàng và trong vòng lấy bằng nhau, với đất đá $f < 6$ áp dụng theo công thức tính toán sau (Tang Hong Pu, Wang Jin Hua, 2007):

$$D \leq 0,5L, \text{ m} \quad (3)$$

Trong đó: L- Chiều dài thanh neo $\rightarrow D \leq 0,5 \cdot 2,1 = 1\text{m}$, chọn $D = 0,8\text{m}$ để nâng cao độ an toàn

- Đường kính thanh neo:

Đường kính thanh neo được xác định theo công thức thực nghiệm sau:

$$d \geq L/110, \text{ mm} \quad (4)$$

Trong đó: L - Chiều dài thanh neo; d - Đường kính thanh neo; mm; $\rightarrow d \geq 2100/110 = 19,1\text{mm}$; Chọn thanh neo có đường kính $d = 20\text{mm}$.

4.3.2. Tính toán tham số của neo cáp

- Chiều dài neo cáp: Chiều dài neo cáp được tính toán theo công thức sau (Tang Hong Pu, Wang Jin Hua, 2007).

$$L_{nc} = L_a + L_b + L_c \quad (5)$$

Trong đó: L - Chiều dài neo cáp, m; $L_a = 1,5 \div 2\text{m}$: Chiều dài neo gia cố vào tầng đất đá ổn định, chọn bằng 2m; L_b - Chiều rộng đường lò; $L_b = B = 3,3\text{m}$; L_c -Chiều dài nhô ra khỏi biên lò lấy bằng 0,3m suy ra $L_{nc} = 5,6\text{m}$. Để tăng độ an toàn và phù hợp với điều kiện địa chất vách đường lò lựa chọn chiều dài neo cáp $L_{nc} = 6,3\text{m}$.

- Khoảng cách giữa hàng neo cáp:

Khoảng cách giữa hai hàng neo cáp được xác định dựa vào điều kiện phải chịu được trọng lượng lớp than nóc mất ổn định (vách), với khoảng cách các hàng neo cáp tính theo công thức sau (Tang Hong Pu, Wang Jin Hua, 2007).

$$S_2 = \frac{3[\sigma_a]}{4Bh\gamma k} \text{ (m)}. \quad (6)$$

Trong đó: S_2 - Khoảng hàng neo cáp; B - Chiều rộng đường lò; h - Chiều dày lớp than không ổn định cần thiết phải treo vào lớp đất đá ổn định (đối với than lấy bằng chiều rộng lò B), 3,3m; γ - Trọng lượng thể tích lớp đất đá, than trên phía nóc lò; 16 KN/m^3 ; $[\sigma_a] = 353 \text{ kN}$ - Lực kéo đứt của một thanh neo cáp, (KN); k - Hệ số an toàn, chọn 1,1 thay số vào ta được $S_2 = 1,6 \text{ m}$

Ngoài ra theo kinh nghiệm thực tế thi công cũng như thiết kế khi kết hợp neo cốt thép với neo cáp thường chọn khoảng cách giữa các hàng neo cáp bằng 2 đến 3 lần khoảng cách giữa các hàng neo thường.

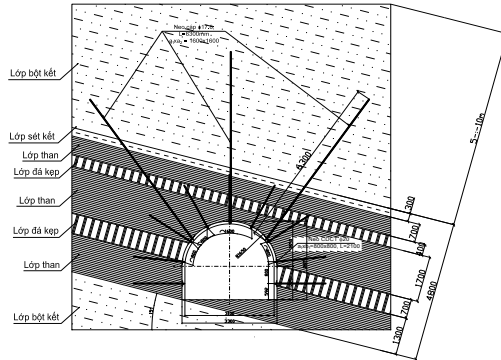
- Số lượng neo cáp trên 1 vòng neo (Tang Hong Pu, Wang Jin Hua, 2007).

Theo kinh nghiệm số neo cáp trong một vòng neo: với đường lò có chiều rộng < 3m bố trí hai neo cáp trên nóc lò; đối với đường lò có chiều rộng > 3m bố trí hai hoặc ba neo cáp trên nóc lò. Đường lò DVTG 31101 có chiều rộng 3,3m như vậy ta chọn như sau: một vòng 2 neo một vòng 3 neo bố trí so le nhau.

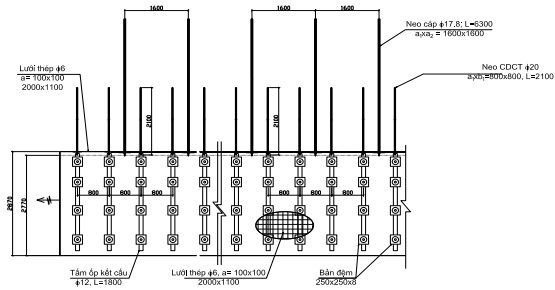
- Dự ứng lực của neo cáp (Đào Viết Đoàn, 2018).

Tham số dự ứng lực là một trong những tham số quan trọng của hệ thống neo. Đối với neo thường cho tham số dự ứng lực bằng 60 kN, đối với neo cáp có đường kính 17,8 mm thì dự ứng lực không < 150 kN.

Từ kết quả tính toán bố trí neo trên mặt cắt ngang và mặt cắt dọc đường lò như sau: 9 neo thường với đường kính 20mm, chiều dài neo 2,1m được bố trí đều trên biên đường lò với khoảng cách trong vòng bằng khoảng cách hàng và bằng 800 mm, mỗi lỗ nạp 2 thỏi chất dẻo dài 35cm. Neo cáp chiều dài 6,3m đường kính 17,8 mm, sử dụng 7 thỏi chất dẻo dài 35cm bố trí so le một vòng 3 neo, một vòng 2 neo. Lưới thép sử dụng lưới thép hàn có đường kính 6 mm hàn với mặt lưới 100 x 100 mm chiều dài tấm lưới bằng 2m, chiều rộng tấm lưới bằng 1m. Hộ chiếu chống neo thể hiện trên hình 3 và 4.



Hình 3. Mặt cắt ngang hộ chiếu chống neo



Hình 4. Mặt cắt dọc hệ chiếu chống neo

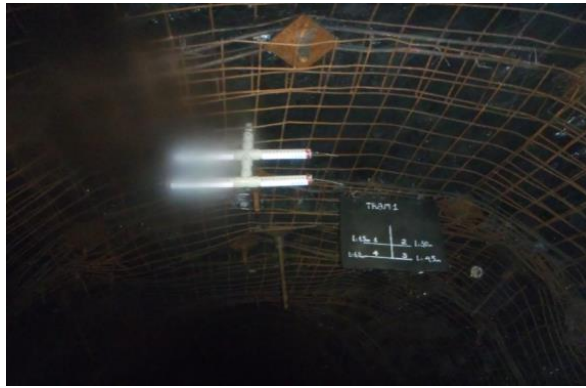
5. Kết quả thử nghiệm hiện trường

Công tác rút nhỏ thử tải neo được thực hiện bằng máy neo cáp bằng máy MS-15, rút nhỏ neo thường bằng máy LDZ -200. Kết quả rút nhỏ thử tải neo tại đường lò dọc vỉa thông gió 31101 được thực hiện thể hiện trên bảng 2.

Bảng 2. Kết quả rút nhỏ thử tải neo

Loại neo	Số hiệu vị trí rút nhỏ	Sức chịu tải của neo (tấn)	Loại neo	Số hiệu vị trí rút nhỏ	Sức chịu tải của neo (tấn)
Neo cáp	1	16	Neo thường	1	4,9
	2	13		2	4,6
	3	18		3	4,8
	4	11		4	4,9
	5	10		5	4,7
	6	15		6	4,8

Công tác đo dịch động nóc đường lò được thực hiện bằng dụng cụ đo 4 điểm loại DW- 4, vị trí 4 điểm đo cách biên lò thứ tự như bảng 1,5m, 3m, 4,5m, 6 m để đo dịch động của khối đá trong khoảng neo thường, ngoài khoảng neo thường, trong khoảng neo cáp. Kết quả đo tại 2 trạm dịch động gần như không có hiện tượng biến dạng dịch động của khối đá. Hình ảnh kết quả chống giữ đường lò và trạm đo dịch động số 1 thể hiện trên hình 5 (Đào Viết Đoàn, 2018).



Hình 5. Kết quả chống giữ tại trạm đo dịch động số 1

6. Kết luận

Kết cấu chống neo đã và đang được áp dụng tại các đường lò trong đá và trong than tại các mỏ hầm lò vùng than Quảng Ninh, các đường lò đào trong đá rắn đồng nhất công tác thiết kế thi công neo thường khá đơn giản. Nhưng khi đào các đường lò dọc vỉa than công tác thiết kế các tham số của kết cấu chống của neo ngoài sử dụng các lý thuyết tính toán hiện có cần phải tiến hành phân tích tình trạng phân lớp của than và đất đá xung quanh đường lò, chiều dày các lớp than đá trên nóc lò, góc nghiêng phân lớp, độ cứng của các lớp để đưa ra yêu cầu chống giữ cho đường lò. Bài viết phân tích những mặt hạn chế của công tác chống neo tại các mỏ than hầm lò vùng Quảng Ninh và từ điều kiện địa chất kỹ thuật của đường lò dọc vỉa thông gió 31101 mỏ than Núi Béo đã đưa ra yêu cầu chống giữ, cũng như phân tích tình trạng phân lớp của khối đất đá trên nóc đường lò kết hợp sử dụng các lý thuyết tính toán và kinh nghiệm chống neo tính toán lựa chọn lập hệ chiếu chống cho đường lò. Kết quả áp dụng tại đường lò dọc vỉa thông gió 31101 cho kết quả tốt cả về khả năng chịu tải của hệ thống neo cũng như không chế ngừa biến dạng của khối than đá xung quanh.

Tài liệu tham khảo

Đào Viết Đoàn, 2018. *Nghiên cứu xác định tham số dự ứng lực phù hợp với kết cấu neo chống trong các đường lò vùng Quảng Ninh*. Báo cáo đề tài cấp bộ. Mã số: B 2017-MDA -16 ĐT. 2018.

Mỏ than Núi Béo, 2017. *Thuyết minh biện pháp thi công và bản vẽ thi công đường lò dọc vỉa 31101*. Công ty than Núi Béo Vinacomin.

Tang Hong Pu, Wang Jin Hua, 2007. *Lý thuyết và kỹ thuật chống giữ đường lò trong than*. Nhà xuất bản công nghiệp ngành than. 11.2017 (Sách tiếng Trung).

Nguyễn Trí Thăng. 2018. *Nghiên cứu áp dụng kết cấu chống neo, neo cáp dự ứng lực kết hợp lưới thép và bê tông phun cho sân ga -140 - mỏ than Núi Béo*. Luận văn thạc sĩ kỹ thuật, Trường Đại học Mỏ - Địa Chất. Trang 25-30.

ABSTRACT

Application of the bolt structures for supporting the coalroadway in Nui Beo Coal Joint Stock Company - Vinacomin

Nghiem Xuan La^{1,*}, Dao Viet Doan²

¹*Institute of Mining Science and Technology*

²*Hanoi University of Mining and Geology*

At present, the anchor bolt structure has been widely applied for supporting the drifts at underground coal mines in Quang Ninh area and it has been also applied to coal headings on trial. Due to the coal seams are under complicated geological conditions with many strong variations in their thickness and slope angle, therefore, the supporting parameters with anchor bolts are different at the gateways. Therefore, when designing the supporting parameters for the gateways, it is necessary to study carefully the geological conditions of the coal seam top and coal seam floor as well as their bedding, thickness, physico-mechanical properties for analyzing, calculating and selecting the proper supporting parameters. The paper represents the results from the application of the anchor bolt structure for supporting the ventilating gateway 31101 at the level - 20 at Nui Beo Coal Joint Stock Company - Vinacomin.

Keywords: Bolt structures, Coal roadway, Field application.

Tính toán vỏ hầm áp lực hai lớp, tiết diện tròn, lớp trong có chiều dày thay đổi ở phần đáy

Nguyễn Xuân Mãn^{1,*}, Nguyễn Thành Nam², Nguyễn Duyên Phong¹

¹ Trường Đại học Mỏ-Địa chất

² Cục Hạ tầng kỹ thuật, Bộ Xây dựng

TÓM TẮT

Bài viết trình bày một cách tiếp cận trong tính toán kết cấu chống giữ đường hầm có áp. Vỏ hầm có tiết diện tròn; cấu tạo gồm hai lớp: Lớp ngoài dạng vành khuyên có chiều dày không thay đổi; Lớp trong có chiều dày thay đổi ở phần đáy. Độ lệch chiều dày của lớp trong đặc trưng bằng đại lượng δ . Bài toán được xem xét trong hệ tọa độ cực $O(r, \theta)$ và được giải bằng phương pháp thông số bé. Kết quả tính toán cho thấy: Phần đáy của đường hầm có giá trị mô men uốn lớn hơn ở phần vòm từ 15÷47%. Trên cơ sở đó khi thiết kế kết cấu chống của hầm cần tăng chiều dày vỏ chống ở phần đáy để đảm bảo độ bền và tuổi thọ công trình.

Từ khóa: kết cấu hầm chịu áp, chiều dày thay đổi, phương pháp thông số bé.

1. Đặt vấn đề

Vỏ chống các đường hầm thủy công, hầm chịu áp lực nước từ phía bên trong, thường có cấu tạo hai lớp: Lớp 1 (lớp ngoài) thường được lắp ghép từ các tấm bê tông cốt thép chế tạo sẵn; Lớp 2 (lớp trong) thường làm từ bê tông cốt thép liền khối đổ tại chỗ có phần đáy dày hơn phần vòm (hình 1). Sở dĩ phần đáy có chiều dày lớn hơn phần vòm là vì đáy hầm thủy công có áp thường bị bào mòn do các phần tử rắn có trong nước di chuyển dọc theo đáy hầm.

Tính toán kết cấu vỏ hầm hai hay nhiều lớp, các lớp có chiều dày không đổi, tiết diện tròn được nhiều tác giả xem xét giải quyết: (Булычев Н.С., 1986, 1994; Панкратенко А.Н., и друг, 2016; Rukin V.V., Ruppeinhit K.V., 1969; Nguyễn Ngọc Huệ, 2006; Nguyễn Duyên Phong và nkc 2017; Võ Trọng Hùng, 1991. Các tác giả ngoài nước đã nghiên cứu bài toán tính toán vỏ hầm nhiều lớp bằng phương pháp số và phương pháp giải tích. Trong các công trình khoa học này: Булычев Н.С., 1994, 1986; Панкратенко А.Н., Н. З. ФОНГ., Саммаль А.С., Н. С. Мань, 2016; Rukin V.V., Ruppeinhit K.V., 1969; Orlop C.A., 1964; St. John, C.M., Zahrah, T.F., 1987; Kyriazis Pitilakis, Sotiris Argyroudou, Grigoris Tsinidis, 2011; Wang, J., 1993; Youssef M.A. Hashash, Jeffrey J. Hook, Birger Schmidt, John I-Chiang Yao, 2001) các lớp vỏ chống tương tác với nhau hoặc theo một phương pháp tuyến, hoặc theo cả hai phương: pháp tuyến và tiếp tuyến trên các mặt tiếp xúc của hai lớp kết cấu chống liền kề nhau. Các công trình tính toán đã được các nhà khoa học như Булычев Н.С, 1994; Булычев Н.С., Фотиева Н.Н., Стрельцов Е.В., 1986; V.V. Rukin, K.V. Ruppeinhit, 1969; X.A. Orlop, 1964; St. John, C.M., Zahrah, T.F. 1987; Kyriazis Pitilakis, Sotiris Argyroudou, Grigoris Tsinidis, 2011; Wang, J., June 1993; Youssef M.A. Hashash, Jeffrey J. Hook, Birger Schmidt, John I-Chiang Yao, 2001;...xem xét. Các nghiên cứu trên đây đã đưa ra các biểu thức giải tích của các ứng suất trong các lớp vỏ chống. Mô hình tương tác giữa các lớp vỏ chống với nhau và giữa vỏ chống với môi trường được xem là đàn hồi tuyến tính. Trên cơ sở đó đã sử dụng giả thuyết liên tục của chuyển vị trên biên của mặt trong lớp ngoài và trên biên mặt ngoài của lớp trong của hai lớp tiếp xúc.

Ở Việt Nam cũng có nhiều tác giả: Nguyễn Ngọc Huệ, 2006; Nguyễn Duyên Phong, Dang Trung Thanh, Phạm Đức Thắng, Tạ Văn Kiên, 2017; Нгуен Зуен Фонг, 2016; Nguyễn Duyên Phong, Nguyễn Xuân Mãn, Панкратенко А.Н, Phạm Thị Yến, 2017; Võ Trọng Hùng, 1993; Võ Trọng Hùng, 1991; Nguyễn Lê Ninh, 2007, đã đề cập đến bài toán trên đây. Các nhà khoa học trong nước đã chú ý và đề cập vấn đề tính toán vỏ hầm nhiều lớp có thể kể ra như: Võ Trọng Hùng, 1991, 1993; Nguyễn Ngọc Huệ, 2006; Nguyễn Lê Ninh, 2007; Nguyễn Duyên Phong, 2017; Nguyễn Xuân Mãn, 2017; Панкратенко А.Н., Нгуен Зуен Фонг., Саммаль А.С., Нгуен Суан Мань, 2016; ...Đa số các công trình khoa học kể trên đều tập trung xem xét bài toán vỏ nhiều lớp và chiều dày mỗi lớp không đổi trên toàn mặt cắt.

* Tác giả liên hệ

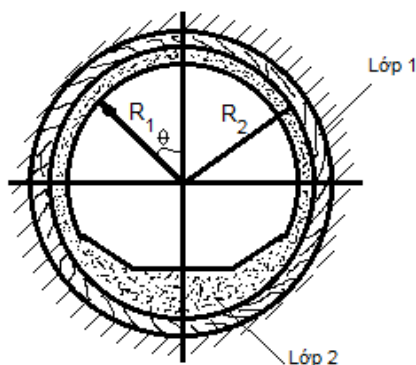
Email: mannxdoky@gmail.com

Hiện nay bài toán tính vỏ hầm nhiều lớp, tiết diện tròn, chiều dày của các lớp có thay đổi vẫn còn ít được đề cập và giải quyết chưa triệt để. Trên cơ sở những trình bày trên, trong bài viết này nhóm tác giả đã xem xét bài toán tính vỏ hầm hai lớp với chiều dày lớp trong thay đổi với cách tiếp cận giải tích và tìm lời giải bằng phương pháp thay thế đúng đắn.

Dưới đây trình bày chi tiết bài toán đặt ra: Tính toán vỏ hầm áp lực hai lớp, tiết diện tròn, lớp trong có chiều dày thay đổi ở phần đáy.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.2. Đặt bài toán



R_1, R_2 - Lần lượt là bán kính trong và bán kính ngoài của lớp vỏ bên trong (lớp 2);

Lớp vỏ ngoài (lớp 1): Lắp ghép từ các tấm bê tông cốt thép;

Lớp vỏ trong (lớp 2): Làm từ bê tông cốt thép liền khối, có phần đáy dày hơn phần vòm.

Hình 1. Kết cấu vỏ chống hầm có áp hai lớp (Булычев Н.С., 1994)

Mô hình tính toán vỏ chống gồm hai lớp: Lớp ngoài có chiều dày không đổi, lớp trong có chiều dày thay đổi ở phần đáy. Lớp trong có bán kính ngoài là R_2 , bán kính trong là R_1 . Bài toán xem xét trong hệ tọa độ cực $O(r, \theta)$ (hình 1). Tải trọng tác dụng trên biên ngoài lớp ngoài do áp lực đất đá tạo nên; Tải trọng bên trong hầm do áp lực nước và tác dụng từ trong ra ngoài. Độ lệch chiều dày lớp vỏ trong đặc trưng bằng đại lượng δ . Bài toán thường được giải bằng phương pháp thông số bé, được dùng phổ biến trong lĩnh vực cơ kỹ thuật, cơ học đá và cơ học công trình ngầm.

2.3. Giải bài toán

Để tìm nghiệm kín của bài toán, điều kiện biên bên trong lớp vỏ thứ hai được viết dưới dạng tổng các hàm điều hòa đơn.

Đường biên bên trong của vỏ chống đường hầm có thể viết dưới dạng đường cong (Rukin V.V., Ruppeinhit K.V., 1969; Orlop C.A., 1964):

$$r = r_B + \sum_{-\infty}^{+\infty} S_B \cdot k \cdot e^{k\theta i} \quad (1)$$

Trong (1): r - phương trình đường cong biên trong của vỏ hầm trong hệ tọa độ cực; r_B - bán kính quy đổi biên trong của hầm; S_B - tham số tuyến tính của phép biến đổi; k - số lượng các số hạng là dạng hàm điều hòa trong (1); θ - góc cực (xem trong H.1); i - đơn vị ảo, $i^2 = -1$.

Trong các bài toán kỹ thuật thực tế thì độ chính xác cần thiết có thể đạt được trong tính toán vỏ chống hầm khi giá trị tham số k trong biểu thức (1) lấy như sau: $k = 0, k = \pm 1$ và $k = \pm 2$. Khi đó (1) có thể viết bằng công thức (Булычев Н.С., и друг 1986):

$$r = r_B + S_{B1} \cos \theta + S_{B2} \cos 2\theta \quad (2)$$

Trong (2): Các tham số của phép biến đổi được xác định như sau:

$$S_{B1} = 2(R_1 + r_B); \quad (3.1)$$

$$S_{B2} = (r_B - R_1); \quad (3.2)$$

$$r_B = \frac{2R_1 + 2R_1 \left[\frac{(R_1 - \delta)}{R_1} + 1 \right] + 2R_1 \left(\frac{R_1 - \delta}{R_1} \right)^2 - \delta}{2 + 2 \left(\frac{R_1 - \delta}{R_1} + 1 \right) + 2 \left(\frac{R_1 - \delta}{R_1} \right)^2} \quad (3.3)$$

Trong (3): δ là chiều dày sai lệch lớn nhất của lớp vỏ tròn bên trong; các ký hiệu R_1, R_2 xem trong hình vẽ 1.

Theo tác giả C.A. Orlop, 1964 và các tác giả khác thì sử dụng lời giải bài toán Lamé quen thuộc trong lý thuyết đàn hồi, sẽ cho ta lời giải của bài toán đặt ra trong hệ tọa độ cực như sau: (Булычев Н.С., Фотиева Н.Н., Стрельцов Е.В., 1986; Orlop С.А., 1964):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\theta}^{(1)} &= (6c_1 r + 2b_1 r^{-3}) 2 \cos \theta + (2a_k + 6b_k r^{-4} + 12c_k r^{-2}) 2 \cos 2\theta, & (4.1) \\ \sigma_r^{(1)} &= (2c_1 r - 2b_1 r^{-3}) 2 \sin \theta + (a_k - 3b_k r^{-4} + 3c_k r^{-2} - d_k r^{-2}) 4 \sin 2\theta, & (4.2) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Các hệ số trong (4) được xác định từ việc giải hệ các phương trình thể hiện điều kiện biên của bài toán (điều kiện liên tục của ứng suất pháp và ứng suất vòng trên biên ranh giới các lớp; điều kiện về chuyển vị theo hướng bán kính như nhau của điểm nằm trên đường biên trong và đường biên ngoài của hai lớp vỏ chống liên kết, ...).

Các điều kiện biên cần thỏa mãn như sau (Панкратенко А.Н., Н. З. Фонг.,; Саммаль А.С., Н. С. Мань, 2016; Rukin V.V., Ruppeinhit K.V., 1969; Orlop С.А., 1964):

$$\left. \begin{aligned} 2C_1 r_B - 2b_1 r_B^{-3} &= \frac{2(q_B - q_H) r_H^2}{(r_A^2 - r_B^2) r_B} S_{B1}, & (5.1) \\ 2C_1 r_B - 2b_1 r_B^{-3} &= 0, & (5.2) \\ -2a_k - 6b_k r_B^{-4} - 4d_k r_B^{-2} &= \frac{2(q_B - q_H) r_H^2}{(r_A^2 - r_B^2) r_B} S_{B2}, & (5.3) \\ -2a_k - 6b_k r_H^{-4} - 4d_k r_H^{-2} &= 0, & (5.4) \\ a_k - 3b_k r_H^{-4} + 3c_k r_H^2 - d_k r_H^{-2} &= 0, & (5.5) \\ a_k - 3b_k r_B^{-4} + 3c_k r_B^2 - d_k r_B^{-2} &= \frac{2(q_B - q_H) r_H^2}{(r_A^2 - r_B^2) r_B} S_{B2}, & (5.6) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Trong (5), ngoài các ký hiệu đã biết thì: r_H, r_B - lần lượt là bán kính tỷ đối của biên ngoài và biên trong vỏ hầm; q_H, q_B - lần lượt là tải trọng tác dụng lên biên ngoài và biên trong của vỏ chống.

Lực dọc tổng cộng N tác dụng vào mặt cắt ngang của vỏ xác định theo công thức:

$$N = N_1 - N_2, \quad (6)$$

Trong (6): N_1 - Lực dọc tác dụng vào mặt cắt ngang của vỏ hầm khi kích thước đối xứng, đều, giá trị của nó phụ thuộc vào q_B và r_B ; N_2 - Lực tác dụng bổ sung xuất hiện trong mặt cắt ngang hầm khi kích thước thay đổi, không đối xứng, giá trị của N_2 xác định theo công thức:

$$\begin{aligned} N_2 &= \int_{r_B}^{r_H} \sigma_{\theta} dr \left[3c_1 (r_H^2 - r_B^2) - \frac{b_1}{r_A^2} + \frac{b_1}{r_B^2} \right] 2 \cos \theta + \\ &+ \left[2a_k (r_H - r_B) - \frac{2b_k}{r_H^3} + \frac{2b_k}{r_B^3} + 4C_k (r_H^3 - r_B^3) \right] 2 \cos 2\theta \end{aligned} \quad (7)$$

Độ lệch tâm của lực dọc N :

$$e_{rH} = \frac{r_H - r_B}{2} + r_{N1} \quad (8)$$

Trong đó: r_{N1} - là độ lệch tâm bổ sung do chiều dày vỏ chống lớp trong thay đổi, xác định như sau:

$$r_{N1} = \frac{1}{N} \int_{r_B}^{r_H} \sigma_{\theta} r dr = \frac{1}{N} \left\{ \left[\frac{r_B^2}{2} + \frac{r_B^2 r_H^2}{r_H^2 - r_B^2} \ln \frac{r_H}{r_B} - \left[2c_1 (r_H^3 - r_B^3) - \frac{2b_1}{r_H} + \frac{2b_1}{r_B} \right] 2 \cos \theta - \right] \cos 2\theta - \left[- \left[a_k (r_H^2 - r_B^2) - \frac{3b_k}{r_H^2} + \frac{3b_k}{r_B^2} + 3c_k (r_H^4 - r_B^4) \right] \right] \right\} \quad (9)$$

Trong (9): σ_{θ} là ứng suất tiếp tổng.

3. Kết quả và thảo luận

Các số liệu cho trước:

R_1 - bán kính trong của vỏ chống, $R_1 = 131,75$ cm;

R_2 - bán kính ngoài của vỏ chống, $R_2 = 150,25$ cm;

Chiều dày lớn nhất phần đáy hầm, $\delta = 8,4$ cm;

Áp lực nước từ phía trong hầm, $q_B = 2at$.

Kết quả tính toán các hệ số cho trong bảng 1

Bảng 1. Giá trị tính toán các hệ số

$r_B = 130,5 \text{ cm}$	$S_{BI} = 2,54 \text{ cm}$	$S_{B2} = - 1,27 \text{ cm}$
$b_I = -316000$	$c_I = - 0,00159$	$a_k = - 0,24706$
$b_k = 0,0395$	$c_k = 0,000007186$	$d_k = 2778,95$

Sử dụng các số liệu cho trước và các kết quả tính trong bảng 1, theo các công thức (4), (5), (6), (7), (8) và (9) sẽ xác định lực dọc N và độ lệch tâm r_N như sau:

$$N_1 = 261 \text{ kG};$$

$$N_2 = 57,195 \cos \theta + 36,197 \cos 2\theta$$

$$N = N_1 - N_2 = (261 - 57,195 \cos \theta - 36,197 \cos 2\theta)$$

$$r_N = \frac{36887,2 + 8062,45 \cos \theta - 4917,64 \cos 2\theta}{N}$$

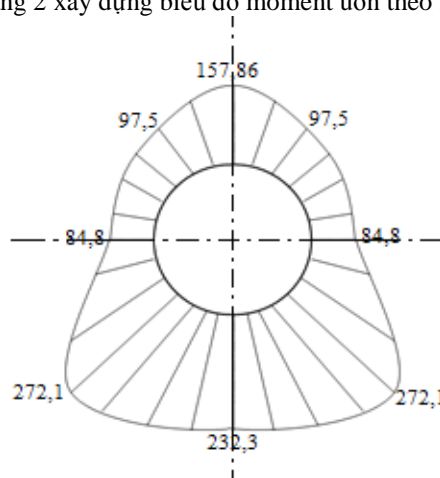
$$= \frac{36887,2 + 8062,45 \cos \theta - 4917,64 \cos 2\theta}{(261 - 57,195 \cos \theta - 36,197 \cos 2\theta)}$$

Giá trị lực dọc $N(\theta)$ và moment uốn $M(\theta)$ được tính theo tọa độ góc θ (xem hình 1); Các giá trị này đối xứng qua trục đứng mặt cắt ngang của hầm, do đó chỉ cần tính cho một nửa còn nửa kia lấy đối xứng qua trục đứng. Kết quả tính cho trong bảng 2 dưới đây:

Bảng 2. Giá trị lực dọc $N(\theta)$ và moment uốn $M(\theta)$ tại mặt cắt ngang phụ thuộc góc θ

Góc θ , độ	0	45	90	135	180
$N(\theta)$	261	183,621	224,803	183,621	261
$M(\theta)$	157,86	97,5	84,8	272,1	232,3

Căn cứ kết quả tính ở bảng 2 xây dựng biểu đồ moment uốn theo mặt cắt ngang vỏ hầm (hình 2).



Hình 2. Biểu đồ moment uốn $M(\theta)$ được xác định từ ví dụ tính toán số

Kết luận

- Tại mặt cắt có góc $\theta = 135^\circ$ và $\theta = 270^\circ$ có giá trị moment uốn lớn nhất: $M_{\max} = 272,10 \text{ kG.m}$ - Đó là các mặt cắt nguy hiểm nhất. Phần đáy của đường hầm có giá trị moment uốn lớn hơn ở phần vòm bên trên từ 15÷47%; trên cơ sở đó cần tăng chiều dày vỏ chống ở phần đáy.

- Lớp vỏ trong của đáy hầm cần gia tăng chiều dày được giới hạn trong miền có moment uốn phần đáy lớn hơn hoặc bằng giá trị moment uốn ở đỉnh vòm, tức $M(\theta) \geq M(0)$. Theo ví dụ tính trên đây thì $M(0) = 157,86 \text{ kG.m}$ ứng với $\theta = 115^\circ$ và $\theta = 290^\circ$.

- Độ dày cần gia tăng δ được tính theo giá trị gia tăng của moment uốn lớn nhất và moment uốn đỉnh vòm, tức $\Delta M = M_{\max} - M(0)$. Theo ví dụ tính trên đây thì $\Delta M = 271,10 - 157,86 = 113,24 \text{ kG.m}$.

Tài liệu tham khảo

- Bульчев Н.С., 1994. *Механика подземных сооружений*, М., Издательство Недр.
- Бульчев Н.С., Фотиева Н.Н., Стрельцов Е.В., 1986. *Проектирование и расчет крепи капитальных выработок*, М., Издательство Недр.

- Pанкратенко А.Н., Н. З. Фонг., Саммаль А.С., Н. С. Мань, 2016. Исследование расчета многослойных крепи тоннелей, сооружаемых в технологически неоднородном массиве пород. *Горный информационно - аналитический бюллетень (научно-технический журнал)*; 4, с.3-15.
- Rukin V.V., Ruppeinhit K.V., 1969. *Cơ chế tác động giữa vỏ chống hầm có áp với khối đá xung quanh*. M., Nhà xuất bản Lòg đất.
- Orlop C.A., 1964. *Phương pháp tính toán vỏ chống lấp ghép của đường hầm*. M., Nhà xuất bản Xây dựng Quốc gia.
- Nguyễn Ngọc Huệ. *Nghiên cứu tính toán tương tác giữa kết cấu vỏ hầm nhiều lớp với môi trường*. Luận án tiến sỹ. HVKT Quân sự, Hà Nội, 2006.,
- Nguyen Duyen Phong, Dang Trung Thanh, Pham Duc Thang, Ta Van Kien, 2017. *The calculation of multilayer lining of tunnels, constructed in a technologically diverse of massif soil*. Mining science and technology; page 31-39.
- Нгуен Зуен Фонг, 2016. *Упруго-пластическая модель массива, учитывающая изменение прочности пород вокрук выработки для расчета крепи перегон-ных метрополитена в сложных горно-геологических условиях*. Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал), 6, 241-250.
- Nguyễn Duyên Phong, Nguyễn Xuân Mãn, Pankratrenko A.N, Phạm Thị Yên, 2017. *Tính toán vỏ chống đoạn hầm nối giữa hai ga metro trong điều kiện địa chất phức tạp trên cơ sở nghiên cứu trạng thái cân bằng của hệ "vỏ chống - khối đất đá"*. Xây dựng, 7, 225-228, 2017.
- Võ Trọng Hùng, 1993. *Vỏ chống nhiều lớp sử dụng khả năng mang tải của khối đá*. Trường Đại học Mỏ-Địa chất.
- Võ Trọng Hùng, 1991. *Tính vỏ chống công trình ngầm xây dựng trong môi trường đất đá nứt nẻ*. Tuyển tập các công trình khoa học Trường Đại học Mỏ-Địa chất. Tập 17.
- Nguyễn Lê Ninh, 2007. *Động đất và thiết kế công trình chịu động đất*. NXB Xây dựng.
- St. John, C.M., Zahrah, T.F., 1987. *Aseismic design of underground structures*, Tunneling Underground Space Technol. 2 (2), 165 - 197.
- Kyriazis Pitilakis, Sotiris Argyroudis, Grigoris Tsinidis, 2011. *Seismic design and risk assessment of underground long structure*, Aristotle University.
- Wang, J., June 1993. *Seismic design of tunnels*. Monograph 7, Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas Inc, New York.
- Youssef M.A. Hashash, Jeffrey J. Hook, Birger Schmidt, John I-Chiang Yao, 2001. *Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and Underground Space*, Technology 16, 247 - 29.

ABSTRACT

Calculation of two-layer pressure tunnel, round section, inner layer with varying thickness at the bottom

Nguyen Xuan Man^{1*}, Nguyen Thanh Nam, Nguyen Duyen Phong¹

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Technical Infrastructure Agency, Ministry of Construction

The paper presents an approach in calculating the anti-structure of pressure tunnels. The tunnel constructure consists of two layers, a circular section, an inner layer with varying thickness at the bottom. The problem is considered in the polar coordinate system $O(r, \theta)$. The thickness deviation of the shell is characterized by the quantity δ . The problem is solved by the small parameter method. Calculated results show that the bottom of the tunnel has a bending moment greater than 15÷47%. On that basis, the thickness of the casing should be increased to ensure durability and longevity.

Keywords: pressure tunnel structure, variable thickness, method of small parameters

Ảnh hưởng của áp lực nổ mìn đến tính ổn định của vỏ hầm chính khi mở rộng đường hầm phụ dự án hầm Hải Vân

Trần Tuấn Minh^{1,*}, Bùi Xuân Nam¹, Trần Quang Hiếu¹,
Nguyễn Quang Huy², V.I.Golik³

¹Trường Đại học Mỏ - Địa chất

²Viện khoa học công nghệ giao thông vận tải

³Trường Đại Học Mỏ và Luyện kim Bắc Caucasus, Vladikavkaz, Russia

TÓM TẮT:

Các đường hầm giao thông xuyên núi ngày càng được phát triển và xây dựng mạnh mẽ ở Việt Nam. Các đường hầm giao thông xuyên núi thường được thiết kế ở dạng hầm đôi (2 đường hầm song song) và chúng được thi công đồng thời với nhau trong quá trình thi công để nâng cao tốc độ khai đào và xây dựng các đường hầm. Tuy nhiên, trong thực tế do điều kiện kinh tế và kỹ thuật nên có những trường hợp chỉ xây dựng được một đường hầm đơn, theo thời gian mật độ giao thông ở các hầm này tăng lên và nó không đáp ứng đủ yêu cầu lưu lượng xe cộ qua lại trong hầm nên yêu cầu xây dựng hầm mới bên cạnh hầm cũ là điều cần thiết và ngày càng được quan tâm chú trọng nhiều hơn. Quá trình nổ mìn khai đào hầm mới sẽ sinh ra một áp lực sóng nổ rất lớn, nó được tạo trực tiếp do sức ép của sản phẩm khí nổ ra môi trường xung quanh và sẽ ảnh hưởng nhất định đến các đường hầm cũ bên cạnh. Bài báo giới thiệu việc đánh giá ảnh hưởng của chấn động nổ mìn khi thi công đường hầm mới bên cạnh đường hầm giao thông xuyên núi hiện hữu đang sử dụng.

Từ khóa: Chấn động nổ mìn, đường hầm, phương pháp khoan nổ mìn, đường hầm cũ đang tồn tại.

1. Đặt vấn đề

Hiệu quả của công tác nổ mìn xây dựng hầm mới bên cạnh hầm cũ hoặc mở rộng đường hầm thi công cũ bên cạnh các đường hầm giao thông xuyên núi cũ như các đường hầm đường sắt dọc tuyến Bắc Nam, đường hầm giao thông qua đèo Hải Vân cũng như các đường hầm giao thông mới đang triển khai như hầm đường bộ qua Đèo Cả, hầm Cù Mông... ngày càng được quan tâm và chú trọng hơn trong bối cảnh phát triển giao thông xuyên suốt trên trục Bắc Nam kết nối và phát triển kinh tế của cả ba miền Bắc-Trung-Nam. Hiện nay khi thi công các đường hầm giao thông xuyên núi ở Việt Nam vẫn thường sử dụng phương pháp khoan nổ mìn truyền thống (Võ Trọng Hùng và nkk 1999, 2010 và 2012; Lê Đình Tân, 2000), phương án này có hiệu quả kinh tế cũng như trình độ thi công và tay nghề cũng như hiểu biết của các kỹ sư hầm về phương pháp này của Việt Nam đã khá tốt. Việc nghiên cứu chống giữ ổn định khối đá xung quanh các đường hầm giao thông cũng như đánh giá ảnh hưởng của công tác nổ mìn đường hầm bên cạnh đến các công trình ngầm lân cận cũng đã được quan tâm từ lâu ở Việt Nam trong các tài liệu (Nguyễn Xuân Mãn, 2010; Đặng Văn Kiên, 2014; Đàm Trọng Thắng, 2014) cũng như các tác giả trên thế giới (Martin stolárik, 2008; Jens Anders Brenne, 2015; Jinxing Lai và nkk, 2015; Qingguo Liang và nkk, 2012; Мангуш С.К và nkk, 2000). Tuy nhiên, việc nghiên cứu thường được phân tích thông qua ảnh hưởng của sóng chấn động đến độ ổn định của công trình, ở Việt Nam mới chỉ có tiêu chuẩn đánh giá sóng chấn động nổ mìn đến các công trình trong lĩnh vực khai thác mỏ Lộ thiên (QCVN 02:2008/BCT), còn việc đánh giá ảnh hưởng chấn động do nổ mìn đến các công trình ngầm lân cận thì còn chưa được chú trọng. Gần đây, một số các tác giả trong nước cũng quan tâm nhiều đến vấn đề này, có thể kể đến như các tác giả (Nguyễn Xuân Mãn, 2010; Đặng Văn Kiên, 2014, 2015; Đàm Trọng Thắng, 2014, 2016). Tuy nhiên, chưa có tác giả nào đi xem xét thiết lập mối quan hệ giữa các giá trị chấn động khi nổ mìn thi công đường hầm mới bên cạnh đến các dịch chuyển, biến dạng của đường hầm cũ đang tồn tại để từ đó đưa ra được các giải pháp nổ mìn hợp lý tránh nguy hại đến kết cấu và việc vận hành bình thường hầm cũ. Trong bài viết này giới thiệu việc nghiên cứu đánh giá ảnh hưởng của áp lực nổ mìn đến sự ổn định của kết cấu vỏ hầm chính (hầm cũ) trong dự án mở rộng đường hầm phụ qua Đèo Hải Vân.

* Tác giả liên hệ

Email: tuanminhhung@yahoo.com

2. Mô hình phân tích số cho trường hợp nổ mìn mở rộng đường hầm bên cạnh hầm cũ đang vận hành tương tự như điều kiện đường hầm Hải Vân

Giả sử trong trường hợp phân tích ảnh hưởng của nổ mìn mở rộng đường hầm cũ đến sự ổn định của vỏ hầm cũ đang tồn tại với điều kiện tương tự như hầm đường bộ qua đèo Hải Vân.

Phạm vi dự án: Chiều dài hầm chính: 6280m, cầu và đường dẫn dài 1653m.

Quy mô và tiêu chuẩn kỹ thuật: Quy mô công trình: hầm và các công trình trên tuyến được thiết kế vĩnh cửu bằng BTCT và BTCTDƯL.

Hầm chính dài 6.280m, mặt cắt ngang hình vòm diện tích 89m², đáy vòm là mặt đường ô tô 2 làn xe (mỗi làn rộng 3,75m và 1,25m lề tránh xe).

Chạy song song cách hầm chính 30m là hầm lánh nạn (còn gọi là hầm thoát hiểm) dài 6.286m, mặt cắt ngang diện tích 15,5m². Nối giữa hầm chính và hầm thoát hiểm là 10 hầm ngang đều có mặt cắt ngang diện tích 15,5m². Hệ thống thông gió gồm hệ thống quạt phân lực với một hầm thông gió trực tiếp từ đỉnh đèo xuống quãng giữa hầm chính với chiều dài 1.887m và 3 hầm lọc bụi tĩnh điện, mỗi hầm dài 153m, mặt cắt ngang diện tích 57,5m².



Hình 1. Phối cảnh 3D dự án hầm đường bộ qua đèo Hải Vân nối Thừa Thiên Huế và Đà Nẵng

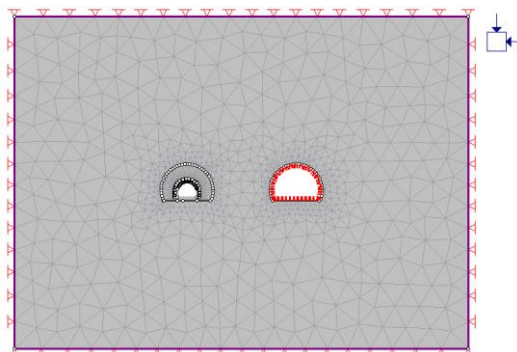
Ở đây bài toán sử dụng mô phỏng chiều rộng đường hầm 13m, chiều cao 9m và hai đường hầm cách nhau 30m tính từ tâm của hai đường hầm. Đường hầm có chiều dài lớn đi qua nhiều loại đất đá khác nhau, ở trong nghiên cứu số này sử dụng phân tích bài toán trong lớp đá có RMR = 60 - 80, đường hầm phụ với chiều rộng là 5,3m và chiều cao 4,5m. Do chiều dài đường hầm thay đổi nên ở đây lựa chọn đoạn chiều dài có độ sâu đủ lớn so với bề mặt. Đường hầm cũ đang vận hành sử dụng vỏ hầm bê tông cốt thép với chiều dày vỏ chống 35cm, cốt thép d = 22mm, bước cốt thép 20cm. Mục đích của việc này là để chắn động nổ mìn khi mở rộng hầm phụ không ảnh hưởng đến bề mặt đất. Sơ đồ bài toán phân tích trong trường hợp này được mô tả như hình 1. Kích thước mô hình sử dụng ở đây với chiều rộng là 125m, chiều cao là 90m.

Để tính toán áp lực nổ tương đương đưa vào mô hình người ta sử dụng công thức tính toán áp lực nổ tương đương theo biểu thức sau:

$$p = 0,00337\rho v^2 \quad (1)$$

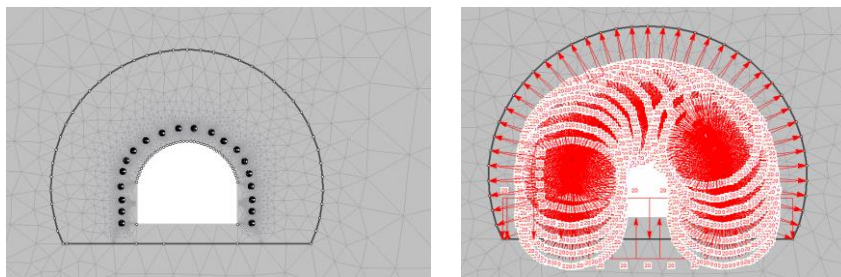
trong đó:

- p - áp lực nổ tính bằng psi;
- ρ - tỷ trọng của thuốc nổ;
- v - tốc độ nổ fps.



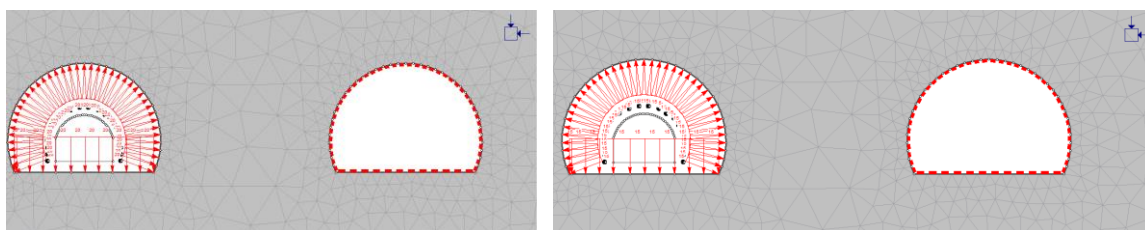
Hình 2. Mô hình phân tích số

Giả sử khi nổ mìn mở rộng hết gương đường hầm phụ thì quá trình nổ mìn sẽ tạo ra một áp lực nổ tác dụng lên biên của đường hầm. Ở đây chúng ta giả thiết áp lực nổ có dạng phân bố đều lên biên trong của đường hầm phụ, sơ đồ phân bố áp lực nổ tương đương được mô tả như trong hình 2.



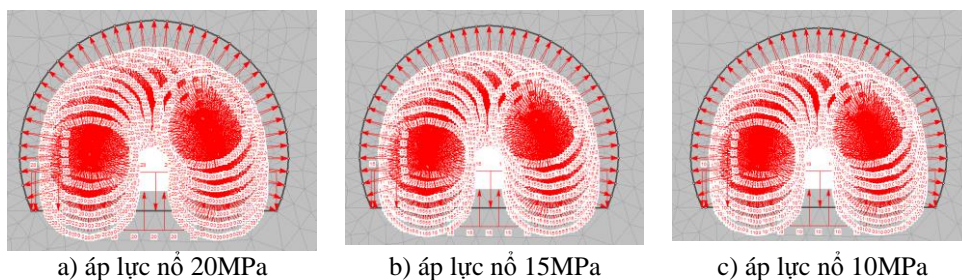
a) ví dụ một hàng lỗ khoan chưa nạp thuốc nổ mìn mở rộng hầm phụ
b) áp lực nổ mìn được mô phỏng trong các lỗ khoan khi nổ mìn

Hình 2. Ví dụ mô phỏng nổ mìn mở rộng hầm phụ



Hình 3. Mô phỏng áp lực nổ mìn mở rộng hầm phụ với áp lực nổ tương đương 20MPa

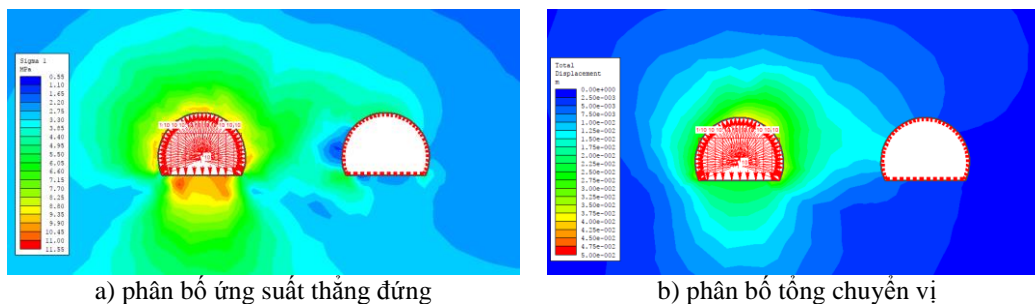
Hình 4. Mô phỏng áp lực nổ mìn mở rộng hầm phụ với áp lực nổ tương đương 15MPa



a) áp lực nổ 20MPa
b) áp lực nổ 15MPa
c) áp lực nổ 10MPa

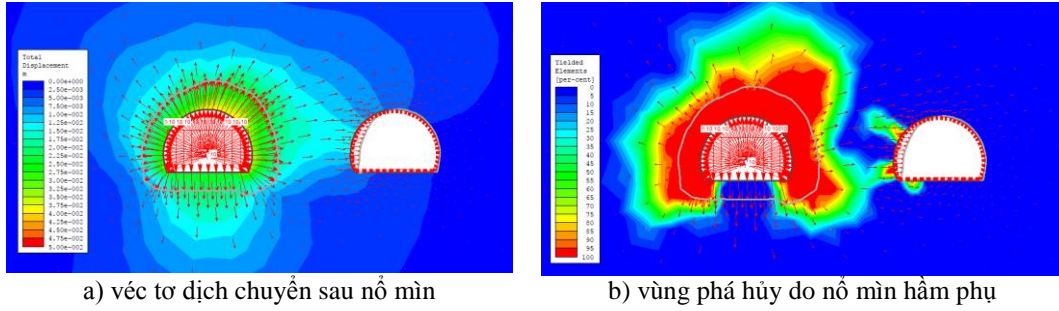
Hình 5. Ví dụ sự thay đổi áp lực nổ mìn ở đường hầm phụ cần mở rộng

Giả sử hiện tại chưa xác định được áp lực nổ mìn ở hầm phụ tối đa bằng bao nhiêu sẽ không gây ảnh hưởng đến độ ổn định của vỏ hầm cũ đang vận hành. Bằng mô phỏng chúng ta sẽ làm nhiều mô hình với việc thay đổi áp lực nổ tương đương tác dụng lên thành hầm phụ. Bằng việc xem xét sự thay đổi các giá trị nội lực trong vỏ hầm chính cùng với sự thay đổi áp lực nổ và các giá trị nội lực ban đầu khi chưa nổ mìn mở rộng chúng ta có thể xác định được giá trị áp lực nổ mìn nhỏ nhất không gây ảnh hưởng đến vỏ hầm chính. Kết quả phân bố ứng suất biến dạng xung quanh đường hầm phụ mở rộng và hầm chính khi thay đổi các giá trị áp lực nổ mìn tương đương được mô tả như trong hình 6, 7.



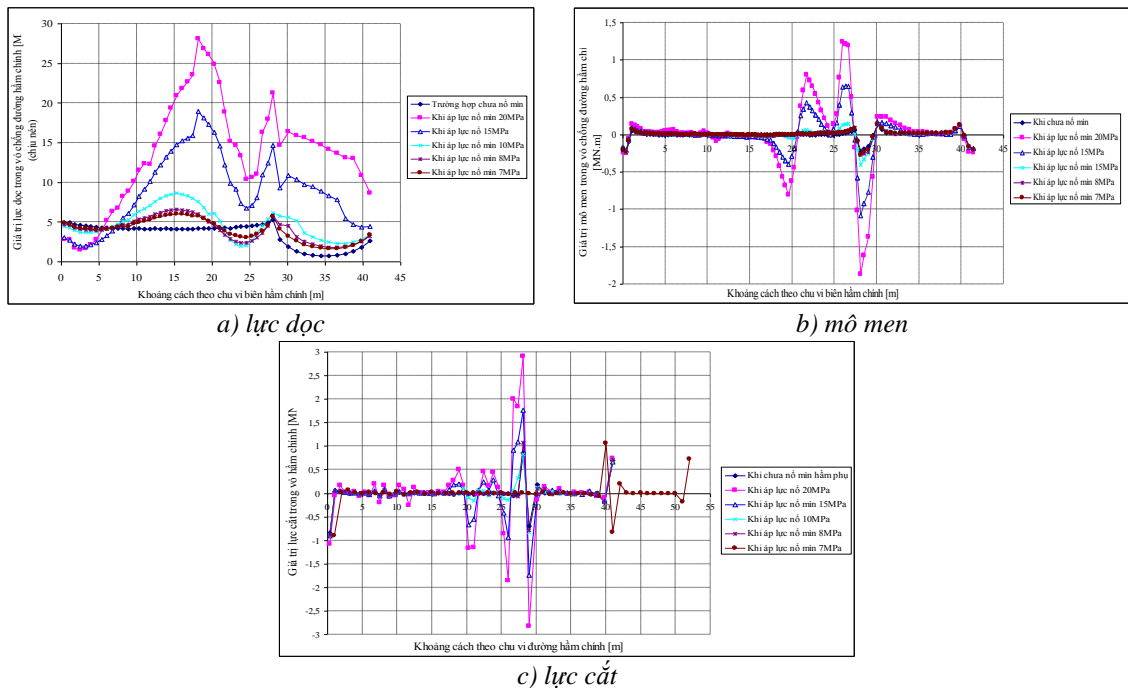
a) phân bố ứng suất thẳng đứng
b) phân bố tổng chuyển vị

Hình 6. Kết quả phân bố ứng suất - chuyển vị sau phân tích khi mở rộng hầm phụ với áp lực nổ tương đương giả thiết 10MPa



Hình 7. Kết quả véc tơ dịch chuyển tổng thể và vùng phá hủy xung quanh hầm phụ với áp lực nổ mìn giả thiết 10MPa

Để đánh giá sự thay đổi nội lực trong vỏ chống cũ chúng ta thiết lập biểu đồ sự thay đổi của giá trị áp lực nổ mìn và giá trị nội lực trong vỏ hầm tương ứng. Kết quả được mô tả như trong hình 8.



Hình 8. Sự thay đổi các giá trị nội lực trong vỏ hầm chính khi thay đổi giá trị áp lực nổ và trường hợp chưa nổ mìn mở rộng hầm phụ

Quan sát các kết quả thiết lập được trong các hình 8 có thể thấy rằng khi nào các giá trị nội lực (M, N, Q) trong vỏ hầm chính (hầm cũ) tiến sát về giá trị của các giá trị nội lực này khi chưa mở rộng hầm phụ thành hầm mới thì giá trị áp lực nổ mìn tương đương đó được xem là giá trị tối ưu. Bằng các kết quả nghiên cứu chỉ ra rằng khi áp lực nổ mìn tương đương sấp xỉ 7MPa thì các giá trị, cũng như quỹ đạo của các giá trị nội lực mới (M, N, Q) hình thành trong vỏ hầm chính sẽ tiến sát về giá trị này khi chưa đào mở rộng hầm. Trong trường hợp này, giá trị áp lực nổ này được gọi là giá trị áp lực nổ mìn tối ưu.

Tuy nhiên, đây là việc nghiên cứu trong trường hợp nổ mìn đồng thời với giá trị áp lực nổ tương đương lớn nhất là 7MPa. Trên thực tế có thể sử dụng thêm các công nghệ nổ mìn, giải pháp nổ mìn khác để đảm bảo giá trị áp lực nổ mìn trên biên đường hầm phụ có giá trị nhỏ hơn 7MPa sẽ càng làm tăng tính ổn định của đường hầm chính. Biện pháp này có thể là nổ mìn vi sai nhiều cấp, nhiều đợt hoặc điều khiển hướng của sóng nổ mìn về phía bên trái ngược chiều với hướng vỏ hầm chính sẽ có thể thu được kết quả cao hơn nữa.

5. Kết quả đo đạc và nổ mìn thực tế

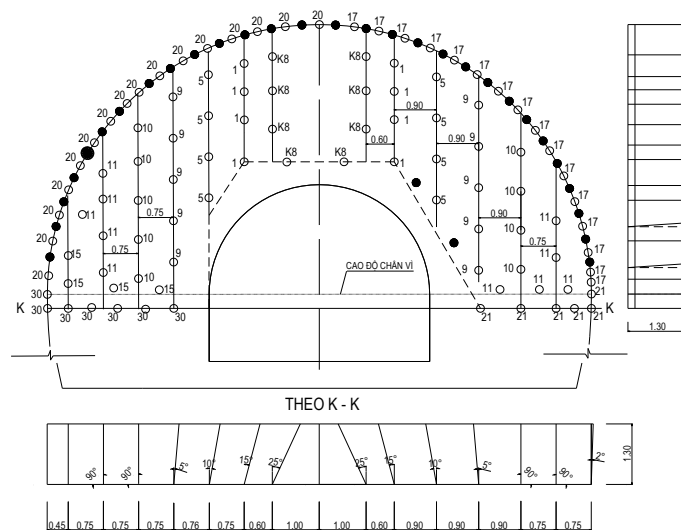
Bằng các giải pháp khoan nổ mìn tạo biên và điều khiển nổ thực tế, kết quả nổ thực tế thấy rằng rất khả quan. Ở đây sử dụng các thông số khoan nổ mìn mở rộng đường hầm phụ Hải Vân như bảng 2.

Bảng 2. Các thông số nổ mìn thi công mở rộng hầm phụ Hải Vân

STT	Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
1	Chiều sâu lỗ khoan	L_k	1,3	m
2	Đường cân chân tầng	W	0,8	m
3	Chỉ tiêu thuốc nổ đơn vị	q	kg/m ³	0,8
4	Tổng khối lượng 1 lần nổ	Q	kg	42,75
5	Số lượng lỗ khoan trên gương	N	98	Lỗ
6	Chiều dài thuốc nổ nhóm phá	L_p	0,6	m
7	Chiều dài búa hàng phá	L_{bp}	0,7	m
8	Chiều dài nạp thuốc nhóm biên	L_b	0,3	m
9	Chiều dài búa nhóm lỗ mìn biên	L_{bb}	1,0	m



Hình 9. Công tác khoan nổ mìn mở rộng đường hầm phụ dự án hầm Hải Vân



Hình 10. Sơ đồ bố trí vỉ sai phi điện trên gương hầm

6. Kết luận và kiến nghị

Kết quả nổ mìn cho thấy, đây là việc nghiên cứu trong trường hợp nổ mìn đồng thời với giá trị áp lực nổ tương đương lớn nhất là 7MPa. Trên thực tế có thể sử dụng thêm các công nghệ nổ mìn, giải pháp nổ mìn khác để đảm bảo giá trị áp lực nổ mìn trên biên đường hầm phụ có giá trị nhỏ hơn 7MPa sẽ càng làm tăng tính ổn định của đường hầm chính. Biện pháp này có thể là nổ mìn vỉ sai nhiều cấp, nhiều đợt hoặc điều khiển hướng của sóng nổ mìn về phía bên trái ngược chiều với hướng vỏ hầm chính sẽ có thể thu được kết quả cao hơn nữa.

Cần thiết phải tính toán, xác định các thông số khoan nổ mìn hợp lý, phù hợp với điều kiện tự nhiên cũng như đáp ứng được yêu cầu kỹ thuật công tác nổ mìn đào các công trình hầm cụ thể.

Để nâng cao hiệu quả nổ mìn cần sử dụng các sơ đồ nổ mìn vỉ sai với phương tiện nổ phi điện và lựa chọn điểm khởi nổ hợp lý để giảm thiểu và triệt tiêu cường độ sóng chấn động.

Tài liệu tham khảo

- Võ Trọng Hùng, Ảnh hưởng của công tác khoan nổ mìn đến sự hình thành vùng phá hủy xung quanh công trình ngầm, *Tạp chí công nghiệp mỏ*, số 1, Hà Nội - 2012, tr.5-9.
- Võ Trọng Hùng, Nghiên cứu sự tác động của sóng nổ mìn đến kết cấu chống giữ công trình ngầm, *Tạp chí Công nghiệp Mỏ*, số 6, Hà Nội - 2010, tr.1-4.
- Võ Trọng Hùng, Lê Đình Tân, Nguyễn Tiên Khiêm, Nghiên cứu động lực học môi trường đất đá và kết cấu đường hầm dưới tác dụng sóng nổ, *Tạp chí Địa kỹ thuật*, số 1, Hà Nội - 1999.
- Lê Đình Tân, *Tính toán động lực học công trình ngầm chịu tác dụng của sóng nổ*. Luận án TSKT, Học viện KTQS, Hà Nội - 2000.
- Quy phạm an toàn về bảo quản, sử dụng, vận chuyển và tiêu hủy vật liệu nổ công nghiệp - QCVN 02:2008/BCT.
- Nguyễn Xuân Mãn và n.n.k Xác định bán kính phá hủy khi nổ một lượng thuốc nổ đơn độc trong khối đá. *Tuyển tập báo cáo Hội nghị Khoa học lần thứ 19*, Đại học Mỏ- Địa chất, Hà Nội. 11/11/2010.
- Đặng Văn Kiên. Khảo sát chấn động nổ mìn khi đào hầm bằng phương pháp khoan nổ mìn ở khu vực thành phố bằng mô hình 2D. *Tạp chí Công nghiệp mỏ*, số 6, Hà Nội - 2014, tr7-12.
- Đàm Trọng Thắng, Bùi Xuân Nam, Trần Quang Hiếu. Nổ mìn trong ngành mỏ và công trình. *NXB Khoa học tự nhiên và công nghệ*, Hà Nội, 2014.
- Martin stolárik. Modeling of vibration effect within small distances, *Acta Geodyn. Geomater.*, Vol. 5, No. 2 (150), 137-146, 2008.
- Jens Anders Brenne Volden Engineering. Geological evaluation of the applicability of Drill & Split in tunnels at the Follo line project. *Norwegian University of Science and Technology*. June 2015.
- Jinxing Lai,^{1,2} Haobo Fan,² Jianxun Chen,^{1,2} Junling Qiu,² and KeWang². ¹Shaanxi Provincial Major Laboratory for Highway Bridge & Tunnel, Chang'an University, Xi'an 710064, China; ²School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China. *Blasting Vibration Monitoring of Undercrossing Railway Tunnel Using Wireless Sensor Network*. 10 March 2015.
- Qingguo Liang' Jie Li' Dewu Li' Erfeng Ou. Effect of Blast-Induced Vibration from New Railway Tunnel on Existing Adjacent Railway Tunnel in Xinjiang, China. *Rock mechanics and rock engineering*. January 2012.
- Мангуш С.К, Крюков Г.М, Фисун А.П. *Взрывные работы при подземной разработке полезных ископаемых*, Москва 2000.

ABSTRACT

The effects of the blasting pressure values on the stability of linings during expansion auxiliary tunnels in Hai Van pass project

Tran Tuan Minh^{1,*}, Bui Xuan Nam¹, Tran Quang Hieu¹,
Nguyen Quang Huy², V.I.Golik³

¹Ha Noi university of mining and geology, Viet Nam

²Institute of transport science and technology, Viet Nam

³North-Caucasian Mining and Metallurgical University, Vladikavkaz, Russia

Transported tunnels are widely developed and built in Viet Nam. Transported tunnels are usually designed with twin tunnels (two parallel tunnels) and they are driven at the moment curing excavation to increasing the speed of excavation. However, in the fact because of technic-economical conditions one tunnel is excavated and following the future we are going to expand tunnels or build new tunnels near the old tunnels. Today, drilling and blasting method is used for many cases during tunnel excavation. Vibration is released in the processing of blasting that has influence on the supports of old tunnels. This paper introduces assessment the values of vibration of blasting waves on the stability of tunnels during excavation new tunnels near the existing tunnels.

Keywords: Blasting vibration, tunnels, drilling and blasting method, existing tunnels.

Nghiên cứu ảnh hưởng tham số chiều dài và dự ứng lực của neo cáp đến độ ổn định của khối đá xung quanh đường lò

Phạm Thị Nhân^{1,*}

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

TÓM TẮT

Những năm gần đây trong công tác chống lò cho thấy kết cấu chống truyền thống đang được dần thay thế bằng các vật liệu chống mới có hiệu quả cao, đặc biệt là khối lượng mét lò chống neo tăng hàng năm. Vì vậy việc nghiên cứu ảnh hưởng của các tham số neo cáp trong tổ hợp kcc neo + neo cáp nâng cao độ ổn định đường lò có ý nghĩa thực tiễn. Bài báo giới thiệu kết quả khảo sát trên phần mềm FLAC3D 5.01 với tham số là độ dài neo cáp và dự ứng lực neo cáp. Kết quả khảo sát chỉ ra rằng: Khi chiều dài neo cáp, dự ứng lực neo cáp tăng diện tích vùng phá hoại dẻo có xu hướng giảm nhỏ, tuy nhiên khi chiều dài neo cáp, dự ứng lực neo cáp đạt đến giới hạn nhất định vùng biến dạng dẻo ở biên lò giảm nhỏ và hầu như không bị ảnh hưởng bởi yếu tố chiều dài neo cáp, dự ứng lực neo cáp nữa. Sự biến đổi chiều dài, độ lớn dự ứng lực neo cáp không ảnh hưởng đến quy luật phân bố đối xứng qua trục đường lò của vùng phá hoại dẻo. Bởi vậy trong quá trình thiết kế cần điều chỉnh hai tham số này để tổ hợp kết cấu chống neo + neo cáp có thể phát huy tối đa hiệu quả chống giữ mà vẫn đảm bảo tính kinh tế.

Từ khóa: Kết cấu chống neo, neo cáp, dự ứng lực neo cáp, chiều dài neo cáp, vùng biến dạng dẻo.

1. Đặt vấn đề

Kết cấu chống Neo là loại hình kết cấu chống chủ động ngày càng được áp dụng phổ biến trong chống giữ hiện nay ở các mỏ than hầm lò nói chung (Kang Hong Pu et al, 2008, Famer I.W et al, 1980, R.R. Reichert et al, 1991) và vùng Quảng Ninh nói riêng (Vinacomin, 2018, Viện khoa học công nghệ mỏ). Việc nghiên cứu điều chỉnh các tham số kết cấu chống neo đảm bảo sự phối hợp làm việc trong tổ hợp kết cấu chống neo + neo cáp để phát huy hiệu quả chống giữ cao nhất trong điều kiện địa chất mỏ hầm lò vùng Quảng Ninh hết sức cần thiết. Một số nghiên cứu trong nước trước đây (Lê Văn Công và nnk, 2016) cho thấy khả năng áp dụng tổ hợp kết cấu chống giữ neo+neo cáp không những phát huy tối đa những ưu điểm của từng loại neo mà còn đảm bảo an toàn giảm giá thành mét lò. Tuy nhiên trong bài báo này tác giả chỉ tập trung phân tích nguyên lý làm việc cũng như hiệu quả kinh tế mà chưa tập trung phân tích các tham số cơ học khối đá xung quanh đường lò chống giữ bằng tổ hợp neo+neo cáp. (Đào Việt Đoàn, 2016) sử dụng phần mềm flac phân tích đánh giá đặc trưng phân bố ứng suất đất đá xung quanh đường lò khi thay đổi giá trị của dự ứng lực vì neo. Tuy nhiên các kết quả phân tích từ mô hình số này chưa nêu rõ điều kiện địa chất bao gồm các lớp đất đá tính chất cơ lý đất đá, thể nằm, độ sâu..vv.. và điều kiện biên khi xây dựng được mô hình. Việc đánh giá hiệu quả gia cố của tổ hợp kết cấu chống neo+vì neo chỉ đơn thuần dựa trên việc hình thành vùng ứng suất nén ép xung quanh đường lò chưa có kết quả mang tính định lượng. (Phạm Thị Nhân và nnk 2016) sử dụng phương pháp số mô phỏng đường lò -550m, chống giữ bằng tổ hợp kết cấu chống neo + neo cáp. Kết quả khảo sát cho thấy độ sâu có ảnh hưởng rất lớn đến sự phân bố ứng suất trong khối đá xung quanh đường lò, độ sâu đặt đường lò không làm ảnh hưởng đến quy luật phân bố đối xứng của vùng phá hoại dẻo qua trục đường lò nhưng khi độ sâu tăng lên diện tích vùng phá hoại dẻo có xu hướng tăng lên, vùng phá hoại dẻo bắt nguồn từ góc nền lò và lan dần ra giữa nền lò, độ sâu càng lớn vùng phá hoại dẻo ở nền lò càng lớn. Tuy nhiên trong bài báo này tác giả chưa chú trọng phân tích các tham số kết cấu chống ảnh hưởng đến ổn định đường lò. Xuất phát từ những tồn tại trên bài viết dựa trên tài liệu địa chất lỗ khoan thăm dò mỏ than khe chàm II-IV tại độ sâu -514m, thông qua phần mềm flac 3D5.01 tiến hành mô phỏng số đánh giá ảnh hưởng tham số dự ứng lực và chiều dài neo cáp đến hiệu quả chống giữ đường lò.

2. Mô hình số

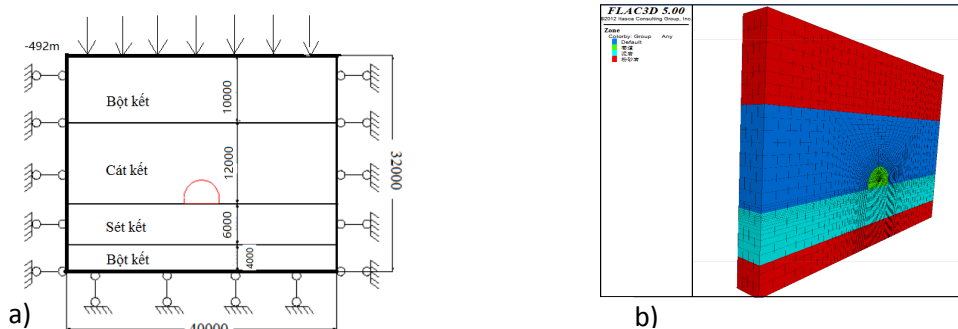
2.1. Mô tả mô hình số

1) Điều kiện biên của biên trái phải mô hình sử dụng điều kiện chuyển vị, lấy $V_x = 0$, $U_x = 0$ (thì véc tơ vận tốc theo phương ngang và chuyển vị bình quân là 0), $V_y = 0$, $U_y = 0$ (V_y , U_y phân biệt là véc tơ vận tốc theo phương đứng và chuyển vị theo phương đứng), như vậy biên trái và phải mô hình là biên giới hạn chế đơn.

* Tác giả liên hệ

Email: nhanthi.pham.hung@gmail.com

2) Đáy mô hình sẽ là cố định đều phương ngang và phương đứng, lấy $V_x = 0, V_y = 0, U_x = 0, U_y = 0$, thì biên giới đáy mô hình là biên giới hạn chế toàn bộ, mô hình bài toán với các điều kiện biên được thể hiện như 1 (a). Mô hình vật lý như 1 (b) thể hiện, mô hình tính toán áp dụng tiêu chuẩn phá hủy Mohr-Coulomb.



Hình 1 Mô hình số a) Điều kiện b) Mô hình khi chạy

Mô hình vật liệu: Mô hình Mohr-Coulomb, Trong mô hình đàn hồi dẻo Mohr-Coulomb các tham số cơ học vật lý đá là mô đun cắt (shear), mật độ (density), mô đun thể tích (Bulk), góc nội ma sát (friction), lực dính kết (cohesion); trong đó mô đun cắt S và mô đun thể tích B_m có thể lấy dựa vào công thức sau:

$$S = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (1)$$

$$B_m = \frac{E}{3(1 - 2\mu)} \quad (2)$$

Trong đó: E - mô đun đàn hồi của đất, đá; μ - Hệ số poisson của đất đá.

2.2. Các tham số cơ học các lớp đá, than

Mô hình được xây dựng trong điều kiện địa chất mỏ Khe Chàm II-IV, đường lò được đặt trong lớp đất cát kết hạt nhỏ ở độ sâu -514m, với độ bền nén đơn trục trung bình lớp đá vào khoảng 23÷29 MPa, thuộc diện đá mềm. Trên thực tế mỏ chưa khai thác đến độ sâu này nhưng từ tài liệu địa chất lỗ khoan thăm dò hoàn toàn đủ cơ sở dữ liệu để tiến hành mô phỏng sủ đường lò với loại hình kết cấu chống được khảo sát là kết cấu chống phối hợp neo + neo cáp.

Đường lò khai đào có hình dạng tường thẳng vòm bán nguyệt, chiều rộng đường lò 5,2m, cao 3,5m. Trong mô hình FLAC3D tọa độ chọn nằm trên trung điểm của nền lò, các hệ trục tọa độ lấy như sau: Trục vuông góc với trục đường lò là phương ngang X, trục đường lò là trục Y, cao độ đường lò là trục Z; trục X mô hình lấy từ điểm gốc tọa độ sang hai bên trái phải mô hình là 20m, dọc theo trục đường lò (phương Y lấy 3,2m, theo phương dương trục Z lấy 22m, theo phương âm trục Z lấy 10m, hai mặt bên và mặt dưới áp dụng gối cố định, mặt trước và sau áp dụng gối trượt đi động, mô hình đá mềm ở trạng thái cân bằng gồm 14860 nút và 11592 đơn nguyên. Chiều dày và tính chất cơ học các lớp đất đá trong mô hình được thể hiện trong bảng 1.

Bảng 1. Thông số cơ lý các lớp đá trong mô hình

Lớp	Chiều dày (m)	Dung trọng γ (g/cm ³)	Độ bền nén (kG/cm ²)	Góc ma sát trong φ (độ)	Lực dính kết c (kG/cm ²)	Độ bền kéo (kG/cm ²)
Bột kết	4	2,72	233	54,78	39,5	25
Sét kết	6	2,76	302	70,06	40	32
Cát kết	12	2,73	308	69,92	41	31
Bột kết	10	2,72	233	54,78	39.5	25

Độ sâu tính từ biên trên mô hình là -492m, khi chạy mô hình đã xem xét đến ứng suất cấu tạo, hệ số áp lực hông lấy là 1.

3. Kết quả phân tích số

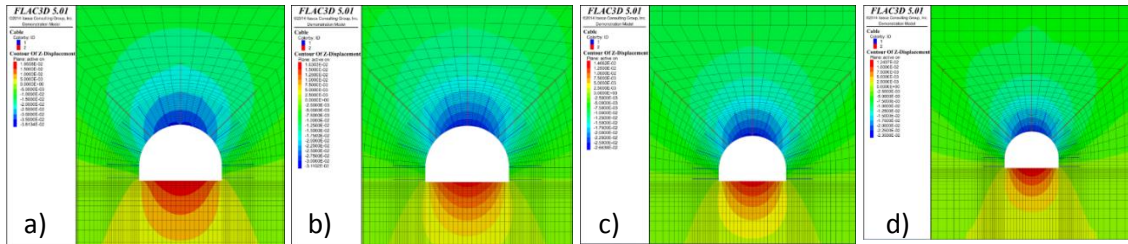
Lấy hình thức chống giữ neo+Neo cáp làm kết cấu chống điển hình để nghiên cứu. Trong đó các tham số khảo sát là độ dài neo cáp và dự ứng lực neo cáp. Nghiên cứu dưới các điều kiện chống giữ khác nhau quy luật phá hủy và biến dạng trong đá mềm, mỗi nhân tố lựa chọn 4 cấp độ khảo sát, tổng cộng thành lập 8 mô hình các tham số chính trong mô hình thể hiện như trên bảng 2.

Bảng 2. Bảng giá trị tham số của mô hình

Nhân tố ảnh hưởng	Tham số mô hình			
Chiều dài neo cáp (m)	4	6	8	10
Dự ứng lực neo cáp/t	8	10	12	14

3.1. Phân tích ảnh hưởng chiều dài neo cáp đến hiệu quả gia cố

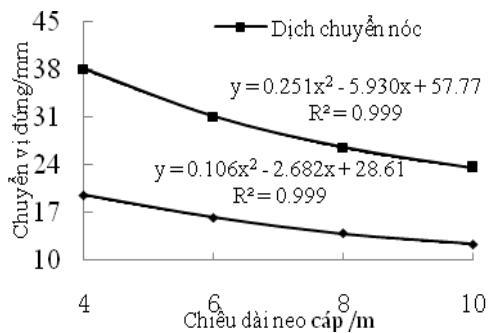
Phân bố chuyển vị đứng khối đá khi chiều dài neo cáp thay đổi thể hiện như hình:



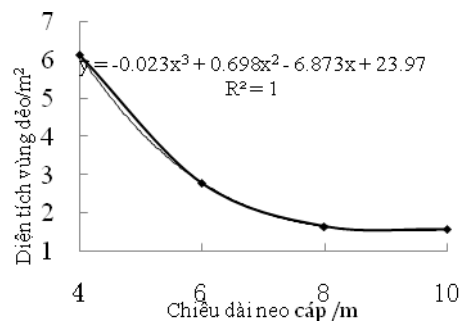
Hình 2. Phân bố chuyển vị theo phương thẳng đứng khi chiều dài neo cáp thay đổi a) 4m b) 6m c) 8m d) 10m

Phân tích hình 2 có thể thấy: khi chiều dài neo giữ nguyên là 2m nhưng trị số dự ứng lực neo cáp thay đổi, sự thay đổi này có ảnh hưởng tới chuyển vị đứng trên biên lò. Khi chiều dài neo cáp càng lớn thì chuyển vị nóc và nền trên biên lò càng giảm cụ thể là khi chiều dài neo cáp tăng theo biên độ 2m từ 4m ÷ 10m thì chuyển vị nóc lò giảm lần lượt là: 38,13mm, 31,01mm, 26,6mm và 23,5mm, và chuyển vị nền lò giảm lần lượt là: 19,55mm, 16,3mm, 14,6mm và 12,47mm.

Sự thay đổi chiều dài neo cáp không ảnh hưởng đến quy luật phân bố chuyển vị nóc và nền, mà chỉ có ảnh hưởng về trị số lớn nhỏ. Quan hệ giữa chiều dài neo cáp và chuyển vị đứng nóc, nền lò thể hiện trên hình 3 theo phương trình hàm bậc 2 với hệ số tương quan là 0,999. Quy luật biến đổi chuyển vị nóc và nền lò khi chiều dài neo cáp thay đổi là khá đồng nhất, giảm nhanh trong giai đoạn đầu và chậm dần khi chiều dài neo cáp đạt đến một giá trị nhất định.



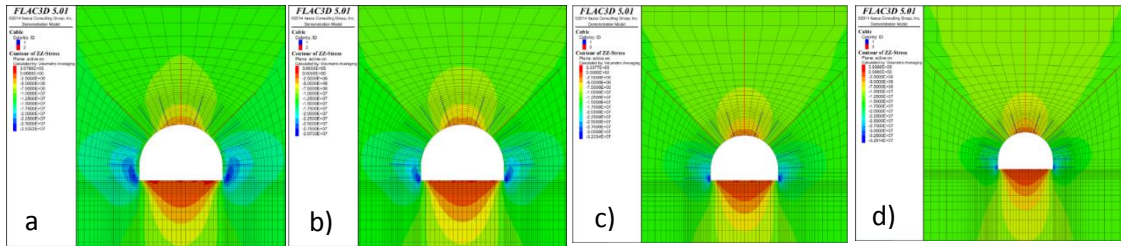
Hình 3. Quan hệ giữa chiều dài neo cáp và chuyển vị đứng tại nóc-nền lò



Hình 4. Quan hệ giữa diện tích vùng dẻo và chiều dài neo cáp

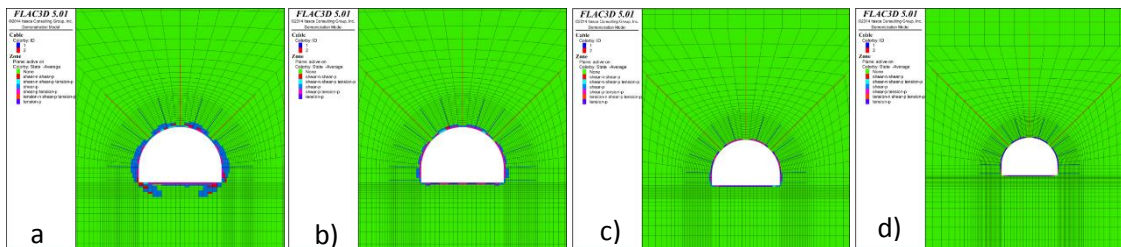
Tương tự trích xuất kết quả chuyển vị hông nhận thấy khi chiều dài neo cáp thay đổi với biên độ tăng là 2m lần lượt là: 4m, 6m, 8m và 10m thì lượng chuyển vị hội tụ lớn nhất hai bên hông lò lần lượt là 45,8mm, 37,06mm, 31,76mm và 28,1mm. Như vậy khi chiều dài neo cáp càng lớn càng có tác dụng hạn chế chuyển vị ngang, tuy nhiên khi chiều dài neo cáp đạt đến một trị số nhất định tác dụng hạn chế chuyển vị sẽ chậm lại.

Kết quả sự phân bố ứng suất thẳng đứng của khối đá xung quanh đường lò khi chiều dài neo cáp thay đổi thể hiện trong hình 4. Có thể thấy rằng ở nóc và nền lò ứng suất đều ở trạng thái kéo, khi chiều dài neo cáp thay đổi không làm biến đổi nhiều đến vùng giải phóng ứng suất ở nền và nóc lò.



Hình 5. Phân bố ứng suất thẳng đứng của khối đá xung quanh đường lò khi chiều dài neo cáp thay đổi a) 4m; b) 6m; c) 8; d) 10m

Đồng thời với sự giải phóng ứng suất ở nóc và nền lò thì ở vị trí hai góc nền lò có sự tập trung ứng suất, khi chiều dài neo cáp tăng lên thì giá trị ứng suất tập trung này tăng dần theo, tuy nhiên diện tích vùng tập trung ứng suất lại thu hẹp. Khi chiều dài neo cáp tăng với biên độ trung bình là 2m thì giá trị ứng suất thẳng góc tập trung lớn nhất lần lượt là: 25,32MPa, 29,73MPa, 32,33MPa và 32,91MPa. Khi chiều dài neo cáp càng lớn vùng tập trung ứng suất này có xu hướng từ phần sâu khối đá tiến dần vào biên lò. Phân bố vùng biến dạng dẻo xung quanh đường lò khi chiều dài neo cáp thay đổi như hình 5.



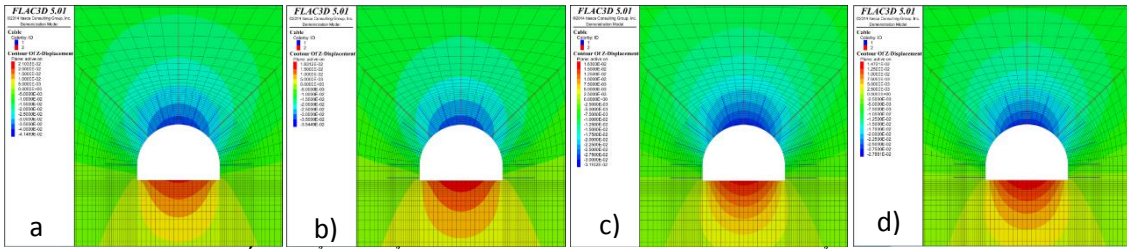
Hình 6. Phân bố vùng dẻo của khối đá xung quanh đường lò khi chiều dài neo cáp thay đổi

Kết quả thu được trong hình 5 chỉ ra rằng: (1) Khi chiều dài neo cáp tăng lên diện tích vùng phá hoại dẻo có xu hướng giảm nhỏ. Sự biến đổi chiều dài neo cáp không ảnh hưởng đến quy luật phân bố đối xứng qua trục đường lò của vùng phá hoại dẻo. (2) Khi chiều dài neo cáp nhỏ nhất 4m là thì vùng phá hoại dẻo phát triển mạnh mẽ nhất, chiều dày lớn nhất vùng phá hủy dẻo ở nóc, hông và nền lò lần lượt là 0,4, 0,5m và 0,9m. Khi chiều dài neo cáp tăng lên 10m thì chiều dày vùng phá hủy dẻo giảm đáng kể khoảng chiều dày vùng phá hoại dẻo ở nóc, hai bên hông và nền lò lần lượt là 0,2m, 0,3m và 0,4m. Khi chiều dài neo cáp tăng lên ≥ 8 m thì biến dạng dẻo ở biên lò giảm nhỏ và hầu như không chịu bị ảnh hưởng bởi yếu tố chiều dài neo cáp nữa. (3) Dựa trên dữ liệu kết quả trích xuất từ mô hình số tiến hành thống kê diện tích vùng phá hủy dẻo của khối đá xung quanh đường lò, khi chiều dài neo cáp tăng lên, diện tích vùng dẻo tương ứng với 4 trường hợp mô hình lần lượt là 6,15m², 2,8m², 1,65m² và 1,57m². Có thể thấy khi chiều dài neo cáp thay đổi từ 4-8m diện tích vùng biến dạng dẻo thay đổi nhiều, tuy nhiên khi giá trị này đạt đến giá trị đủ lớn hơn 8m thì diện tích vùng dẻo gần như là không chịu sự ảnh hưởng của chiều dài neo cáp. Quan hệ giữa chiều dài neo cáp và diện tích vùng dẻo khối đá xung quanh đường lò theo phương trình bậc ba với hệ số tương quan là 1, thể hiện như trên hình 6.

3.2. Phân tích ảnh hưởng dự ứng lực neo cáp đến hiệu quả gia cố

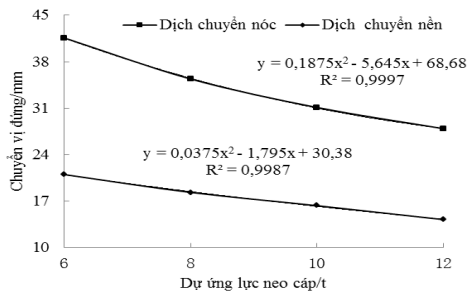
Trong kết cấu chống liên hợp neo+neo cáp thì dự ứng lực là một nhân tố hết sức quan trọng, chỉ khi dự ứng lực đủ lớn thì mới có thể hiện thực hóa mục đích chống giữ chủ động, nâng cao dự ứng lực neo, neo cáp là biện pháp chống giữ hiệu quả nhất cải thiện đất đá.

Phân bố chuyển vị theo phương đứng của khối đá khi dự ứng lực neo cáp thay đổi thể hiện như hình 6. Kết quả phân tích số cho thấy khi chiều dài neo cáp giữ nguyên nhưng trị số dự ứng lực neo cáp thay đổi, sự thay đổi này có ảnh hưởng tới chuyển vị đứng trên biên lò. Khi dự ứng lực neo cáp càng lớn thì chuyển vị nóc và nền trên biên lò càng giảm cụ thể là khi dự ứng lực neo cáp tăng theo biên độ 2t từ 6t ÷ 12 t thì chuyển vị nóc lò giảm lần lượt là: 41,6mm, 35,4mm, 31,1mm và 27,9mm, và chuyển vị nền lò giảm lần lượt là: 21mm, 18,3mm, 16,3mm và 14,2mm.

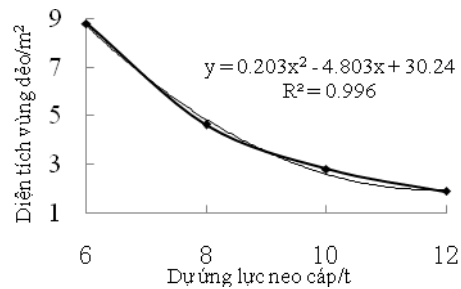


Hình 7. Phân bố chuyển vị thẳng đứng khi dự ứng lực neo cáp thay đổi a) 6t b) 8t c) 10t d) 12t

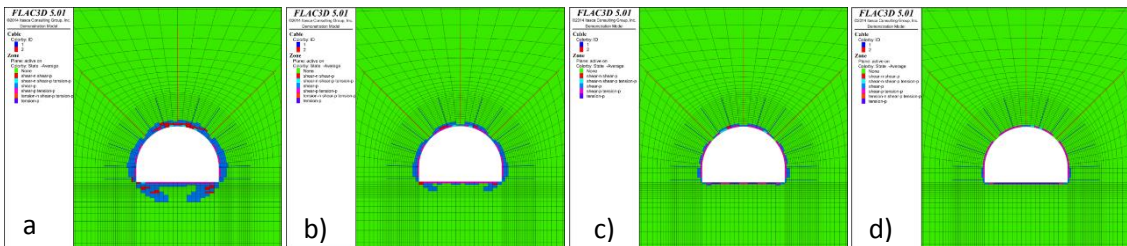
Sự thay đổi dự ứng lực neo cáp không ảnh hưởng đến quy luật phân bố chuyển vị nóc và nền, mà chỉ có ảnh hưởng về trị số lớn nhỏ. Quan hệ giữa dự ứng lực neo cáp và chuyển vị đứng nóc và nền là thể hiện trên hình 8 theo phương trình hàm bậc 2 với hệ số tương quan là 0,999 và 0,998. Quy luật biến đổi chuyển vị nóc và nền là khi dự ứng lực neo cáp thay đổi là khá đồng nhất. Phân bố vùng biến dạng dẻo khối đá xung quanh đường lò khi dự ứng lực neo cáp thay đổi như hình 9.



Hình 8. Quan hệ giữa dự ứng lực neo cáp và chuyển vị đứng tại nóc-nền lò



Hình 9. Quan hệ giữa diện tích vùng dẻo và chiều dài neo cáp



Hình 10. Phân bố vùng dẻo của khối đá xung quanh đường lò khi dự ứng lực neo cáp thay đổi a) 6t b) 8t c) 10t d) 12t

Phân tích hình 8 nhận thấy: (1) Khi dự ứng lực neo cáp tăng lên diện tích vùng phá hoại dẻo có xu hướng giảm nhỏ. Sự biến đổi giá trị dự ứng lực neo cáp không ảnh hưởng đến quy luật phân bố đối xứng qua trục đường lò của vùng phá hoại dẻo. (2) Khi dự ứng lực neo cáp nhỏ nhất 6t là thì vùng phá hoại dẻo phát triển mạnh mẽ nhất, chiều dày lớn nhất vùng phá hủy dẻo ở nóc, hông và nền lò lần lượt là 0,5, 0,6m và 1,5m. Khi dự ứng lực neo cáp tăng lên 10t thì chiều dày vùng phá hủy dẻo giảm đáng kể khoảng chiều dày vùng phá hoại dẻo ở nóc, hai bên hông và nền lò lần lượt là 0,3m, 0,4m và 0,6m. Khi dự ứng lực neo cáp tăng lên $\geq 10t$ thì biến dạng dẻo ở biên lò giảm nhỏ và hầu như không chịu bị ảnh hưởng bởi yếu tố dự ứng lực neo cáp nữa. (3) Dựa trên dữ liệu kết quả trích xuất từ mô hình số tiến hành thống kê diện tích vùng phá hủy dẻo của khối đá xung quanh đường lò, khi trị số dự ứng lực neo cáp tăng lên, diện tích vùng dẻo tương ứng với 4 trường hợp mô hình lần lượt là 8,83m², 4,64m², 2,8m² và 1,87m². Có thể thấy khi dự ứng lực neo cáp thay đổi từ 6-10t diện tích vùng biến dạng dẻo thay đổi nhiều, tuy nhiên khi giá trị này đạt đến giá trị đủ lớn lớn hơn 10t thì diện tích vùng dẻo gần như là không chịu sự ảnh hưởng của dự ứng lực neo cáp. Quan hệ giữa dự ứng lực neo cáp và diện tích vùng dẻo khối đá xung quanh đường lò theo phương trình bậc hai với hệ số tương quan là 0,996, thể hiện như trên hình 8.

4. Kết luận

Từ các kết quả phân tích ở trên ta rút ra một số nhận xét sau: Sự thay đổi chiều dài neo cáp không ảnh hưởng đến quy luật phân bố chuyển vị nóc và nền, mà chỉ có ảnh hưởng về trị số lớn nhỏ. Quan hệ giữa chiều dài neo cáp và chuyển vị theo phương thẳng đứng nóc, nền lò biến đổi theo phương trình hàm bậc 2 với hệ số tương quan là 0,999. Quy luật biến đổi chuyển vị nóc và nền lò khi chiều dài neo cáp thay đổi là khá đồng nhất, giảm nhanh trong giai đoạn đầu và chậm dần khi chiều dài neo cáp đạt đến một giá trị nhất

định. Khi chiều dài neo cáp tăng lên diện tích vùng phá hoại dẻo có xu hướng giảm nhỏ. Tuy nhiên khi chiều dài neo cáp tăng đến giới hạn nhất định thì vùng phá hoại dẻo hầu như không thay đổi nhiều nữa. Sự biến đổi chiều dài neo cáp không ảnh hưởng đến quy luật phân bố đối xứng qua trục đường lò của vùng phá hoại dẻo.

Khi dự ứng lực neo cáp tăng lên diện tích vùng phá hoại dẻo có xu hướng giảm nhỏ. Sự biến đổi giá trị dự ứng lực neo cáp không ảnh hưởng đến quy luật phân bố đối xứng qua trục đường lò của vùng phá hoại dẻo. Có thể thấy khi dự ứng lực neo cáp thay đổi kéo theo diện tích vùng biến dạng dẻo thay đổi nhiều, tuy nhiên khi giá trị này đạt đến giá trị đủ lớn thì diện tích vùng dẻo gần như là không chịu sự ảnh hưởng của dự ứng lực neo cáp. Quan hệ giữa dự ứng lực neo cáp và diện tích vùng dẻo khối đá xung quanh đường lò theo phương trình bậc hai với hệ số tương quan là 0,996. Như vậy không phải chiều dài neo cáp và dự ứng lực càng lớn càng có hiệu quả gia cố khối đá tối ưu mà đôi khi còn không mang lại tính kinh tế. Vì vậy việc ứng dụng phương pháp số trong thiết kế kết cấu chống neo+ neo cáp là mang tính thực tiễn và cần thiết.

Lời cảm ơn (nếu có)

Tác giả chân thành cảm ơn sự giúp đỡ của công ty Tư vấn đầu tư mỏ và công nghiệp - VIMCC đã cung cấp tài liệu kỹ thuật cần thiết phục vụ công tác nghiên cứu.

Tài liệu tham khảo

Kang Hong Pu, Jiang Tie Ming, Gao Fu Qiang, 2008. Design for pretensioned rock bolting parameters. *Journal of China coal society*, page 723-726.

Farmer I.W., Shelton P.D, 1980. Factors that affect underground rockbolt reinforcement systems design. *Trans. Inst. Min. Metall.* 89. str.A68-A83.

R.D. Reichert, W.F. Bawden and A.J. Hyett ,1991. Evaluation of design bond strength for fully grouted cable bolts. *Accepted for publication in CIM Bulletin*.

Vinacomin, 2018. *Nghiên cứu lựa chọn kết cấu chống hợp lý cho các đường lò thuộc vùng than Quảng Ninh phục vụ công tác tư vấn thiết kế*. Tập đoàn công nghiệp than-khoáng sản Việt Nam.

Viện Khoa học Công nghệ Mỏ-Vinacomin, 2015. Báo cáo đánh giá khả năng chống giữ đường lò bằng vì neo tại Công ty than Hòn Gai-TKV.

Lê Văn Công, Lưu Công Nam, 2016. Ứng dụng neo cáp chống giữ các đường lò tại công ty than Hòn Gai-TKV. *Tuyển tập các công trình khoa học kỷ niệm 50 năm thành lập Bộ môn Xây dựng công trình ngầm và mỏ*, trang 67-74.

Đào Viết Đoàn, 2016. Nghiên cứu hiệu quả gia cường khối đá xung quanh đường lò bằng neo dự ứng lực. *Tuyển tập các công trình khoa học kỷ niệm 50 năm thành lập Bộ môn Xây dựng công trình ngầm và mỏ*, trang 67-74.

Phạm Thị Nhân, Ngô Đức Quyền, Nguyễn Tiến mạnh, 2016. Biến dạng phá hủy trong khối đá xung quanh đường lò ở độ sâu lớn. *Tạp chí công nghiệp mỏ*, trang 45-50.

ABSTRACT

Effect of anchor cable parameters on the stability of tunnel supported by cable bolts

Pham Thi Nhan¹

¹Hanoi University of Mining and Geology

In the recent years, the traditional materials of the mining tunnel support have been gradually replaced by new advantage materials. Besides, the number of anchor tunnel supports increased more and more. Thus, the effects of anchorage cable characteristics on the stability of tunnel structures need to be investigated. In this study, effects of the length and prestress of the anchorage cable were analyzed by using FLAC3D 5.01 software. The results reveal that as the length and prestress of the anchorage cable increased the plastic damage zone of the tunnel decreased. However, as the length and prestress reached to the threshold value the plastic damage zone near the surface of the tunnel was almost no change and was not influenced by changing these parameters. Moreover, the change in length and prestress of the anchorage cable did not influence the symmetrical distribution of plastic damage zone about the center of the tunnel. Thus, the length and prestress parameters of the anchorage cable in tunnel structure design should be carefully adjusted to achieve both economic and structural stability advantages.

Keywords: Rock bolts, cable bolts, Prestressed cable support, cable support length, Plastic damage zone

Nghiên cứu quy luật biến dạng phá hủy khối đá xung quanh đường lò trong quá trình khai đào dưới sâu

Phạm Thị Nhân^{1,*}, Ngô Đức Quyền², Nguyễn Tiến Mạnh²

¹Trường Đại học Mỏ - Địa chất

²Công ty cổ phần tư vấn Đầu tư-Mỏ và công nghiệp- Vinacomin

TÓM TẮT

Khối đá xung quanh công trình ngầm dưới tác dụng của áp lực cao dưới sâu, do điều kiện địa cơ học khác nhau dẫn đến quá trình biến dạng phá hủy, các đặc tính cơ học và phương án kết cấu chống không giống nhau. Dựa trên điều kiện lỗ khoan thăm dò địa chất Mỏ than Khe Chàm LK.GP-02 tính từ mức -300 trở xuống, tại lớp đá bột kết ở độ sâu -534m, thông qua phương pháp số tiến hành nghiên cứu các tham số như khoảng cách điểm xét tới gương lò, hệ số áp lực ngang, tiến hành phân tích trạng thái cơ học khối đá trong quá trình khai đào gồm đặc trưng vùng dẻo, quy luật phân bố ứng suất và chuyển vị. Kết quả nghiên cứu cho thấy rằng trong quá trình khai đào đường lò, giá trị bình quân ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất tùy theo độ sâu thay đổi phát sinh sự biến đổi với mức độ khác nhau; chuyển vị ở hai bên hông lò lớn hơn rõ rệt chuyển vị ở nóc và hông lò; khi hệ số áp lực ngang tăng dần diện tích vùng dẻo tăng mạnh theo cấp số nhân. Sự biến đổi đặc tính cơ học khối đá trong quá trình khai đào nên được đặc biệt chú ý trong thực tiễn công trình để có các giải pháp chống giữ ổn định đảm bảo an toàn sản xuất.

Từ khóa: Vùng biến dạng dẻo, ứng suất chính, chuyển vị, hệ số áp lực ngang.

1. Đặt vấn đề

Hiện nay việc thiết kế các đường lò trong khai thác mỏ tuân theo các quy định, hướng dẫn hiện hành tương ứng với các điều kiện địa chất địa cơ học mà tài liệu khoan thăm dò địa chất cung cấp, có kết hợp thêm các kinh nghiệm thiết kế thi công. Tuy nhiên trong thực tế điều kiện khai thác rất phức tạp đòi hỏi phương án kết cấu chống phải thay đổi cho phù hợp. Việc phát hiện phá hủy sâu trong khối đá rất khó nhận biết nhưng dịch chuyển đất đá trên biên lò có thể thực hiện quan trắc hiện trường kèm theo là chi phí nhân lực máy móc và thời gian. Ngày nay các phương pháp số được sử dụng nhiều thông qua các phần mềm cho phép thực hiện phân tích tham số, bằng sự biến động của các tham số đầu vào tiến hành mô phỏng và phân tích một cách chi tiết hơn về trạng thái ứng suất-biến dạng trong khối đá sau khi khai đào và hiệu quả của việc lắp dựng kết cấu chống đối với khối đá xung quanh đường lò.

Việc nghiên cứu ứng suất - biến dạng xung quanh các đường lò trong quá trình khai đào bằng lời giải lý thuyết đóng vai trò quan trọng (Trần Tuấn Minh và nkk, 2010, 2014; Nguyễn Quang Phích và nkk, 2006). Một số nghiên cứu tính toán và phân tích trước đó thường áp dụng cho đường lò dưới sâu, tiết diện tròn trong điều kiện đất đá đồng nhất đẳng hướng, có biểu hiện đàn hồi (Trần Tuấn Minh và nkk, 2016). Tuy nhiên trên thực tế khai đào chống giữ đường lò đa phần các đường lò lại được khai đào chống giữ trong khối đá có tính chất phân lớp hoặc đất đá trên gương lò còn có tính xen kẽ nếu sử dụng phân tích bằng giải tích sẽ rất khó khăn. (Đào Việt Đoàn, 2015) sử dụng flac3d nghiên cứu vùng phá hủy dẻo xung quanh đường lò hình tròn dưới tác dụng của trường ứng suất kiến tạo. Tuy nhiên trong nghiên cứu của mình tác giả không nêu rõ điều kiện địa chất và các tham số cơ học đất đá đi kèm, việc phân tích chủ yếu chú trọng phân tích vùng phá hoại dẻo. (Đào Việt Đoàn và nkk, 2014) cho rằng xét ở yếu tố áp lực địa tầng thì càng xuống sâu áp lực địa tầng càng lớn và biến dạng, vùng phá hủy dẻo xung quanh đường lò tăng tỷ lệ thuận với độ lớn của áp lực địa tầng. Tuy nhiên các kết quả của tác giả chỉ tập trung phân tích quy luật thay đổi về biến dạng, chuyển vị mà chưa đề cập đến quy luật ứng suất theo phương thẳng đứng, ngang, sự tập trung ứng suất.... Hơn nữa các kết quả này đều chỉ trích xuất ra ở nóc nền và hai hông lò, yếu tố 3D của Flac chưa được tận dụng khai thác hiệu quả.

(Phạm Văn Thương và nkk, 2015) trên cơ sở phân tích dịch chuyển của biên đường lò, phối hợp sử dụng chương trình Phase2 và đo dịch chuyển trong thực tế xây dựng được mối quan hệ giữa các giá trị dịch chuyển ban đầu (dịch chuyển cho đến khi lắp dựng kết cấu chống), dịch chuyển lớn nhất trên biên lò (khi không có kết cấu chống), dịch chuyển tại trạng thái cân bằng (dịch chuyển ở trạng thái cân bằng áp lực và phân lực giữa khối đá và kết cấu chống). (Trần Tuấn Minh và nkk, 2016) giới thiệu việc nghiên cứu xem xét trạng thái ứng suất biến dạng trong khối đá xung quanh các đường lò được khai đào trong

* Tác giả liên hệ

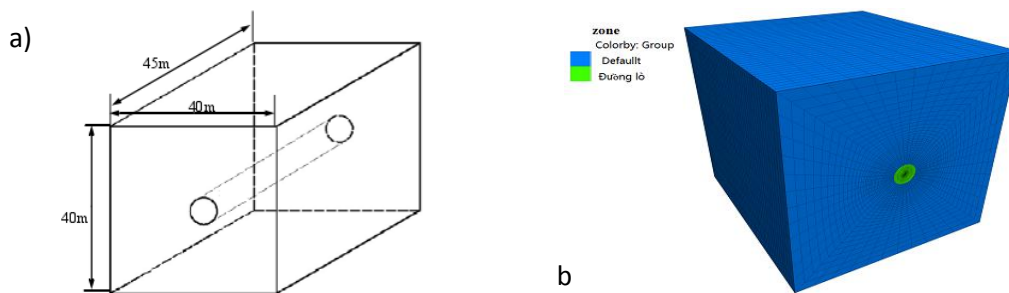
Email: nhanthi@pham.humg@gmail.com

khối đá phân lớp, đặc tính cơ lý của đất đá cũng như góc nghiêng của phân lớp và đặc tính cơ lý trên bề mặt phân lớp đá có ảnh hưởng lớn đến giá trị và quy luật phân bố của ứng suất và biến dạng của đất đá trên biên và xung quanh đường lò. Tuy nhiên các phân tích của (Phạm Văn Thương và nnk, 2015; Trần Tuấn Minh và nnk, 2016) này chỉ thực hiện trên mô hình 2D, trong khi phía trước gương lò ứng suất biến dạng trong khối đá biến đổi hết sức phức tạp, ngoài chuyên vị việc phân tích vùng biến dạng dẻo khối đá xung quanh đường lò cũng hết sức quan trọng nhưng chưa được tác giả đề cập đến. (Trần Tuấn Minh và nnk, 2016) sử dụng phần mềm Plaxis^{3D} để đánh giá hiệu quả của việc sử dụng kết cấu chống, tuy nhiên tác giả chỉ mới giới hạn ở kết cấu chống SPV-27.

Kế thừa hướng nghiên cứu của các tác giả trên, nhóm tác giả thông qua phần mềm FLAC^{3D} (Itasca consulting group, 2009) dựa trên điều kiện địa chất lỗ khoan LK.GP-02 (-290÷-583) Mỏ than Khe Chàm II-IV, với tham số là hệ số áp lực ngang và cường độ sau giới hạn bền tác giả tiến hành mô hình số quá trình khai đào đường lò dưới sâu với hình dạng mặt cắt ngang là hình tròn, kết quả phân tích số là các quy luật phá hủy biến dạng khối đá đường lò dưới điều kiện áp lực cao dưới sâu.

2. Mô hình số

Do tính phức tạp của cơ học khối đá, nếu muốn thành lập được mô hình phản ánh hoàn toàn đặc trưng cấu tạo địa chất là rất khó thực hiện (Nguyễn Quang Phích, 2015). Dựa vào nguyên tắc mô hình số, để đảm bảo tính chính xác, loại trừ ảnh hưởng của điều kiện biên có thể xuất hiện trong quá trình tính toán, thì mô hình thành lập phải có kích thước đủ lớn, kích thước mô hình lựa chọn là 45m×40m×40m, lưới mô hình gồm có 84240 đơn nguyên, hình dạng đường lò khai đào lựa chọn là hình tròn, bán kính là 2,1m. Hình ảnh mô hình thành lập như hình 1 thể hiện. Bố trí các điểm khảo sát trên mặt cắt đặt ở giữa mô hình (trên mặt phẳng YZ với X=22,5m) bố trí điểm khảo sát, trong đó phương X là phương khai thác đường lò, trái phải là phương Y, phương thẳng đứng là phương Z. Điều kiện địa chất mô hình được mô tả trong bảng 1.



Hình 1. Mô hình FLAC^{3D}

Điều kiện biên mô hình là không cho chuyển vị đáy mô hình, trước sau trái phải và đỉnh mô hình tiến hành gia tải, trong đó trước sau trái phải là tải trọng ngang, đỉnh mô hình là mô hình tải trọng thẳng đứng. Tải trọng thẳng đứng lấy tải trọng bản thân tầng đất đá phủ bên trên.

Bảng 1 Thông số cơ lý các lớp đá trong mô hình

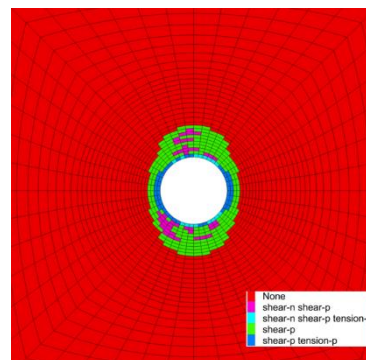
Lớp	Chiều dày (m)	Dung tọng γ (g/cm ³)	Độ bền nén (kGg/cm ²)	Góc ma sát trong φ (độ)	Lực dính kết c (kG/cm ²)	Độ bền kéo (kG/cm ²)
Bột kết	40	2,72	233	54,78	39,5	25

Độ sâu tính từ biên trên mô hình là -492m, khi chạy mô hình đã xem xét đến ứng suất cấu tạo, hệ số áp lực hông lấy là 1.

3. Kết quả phân tích số

Kết quả mô hình số sự hình thành vùng phá hoại dẻo của khối đá sau khi tiến hành khai đào đường lò thể hiện trên hình.

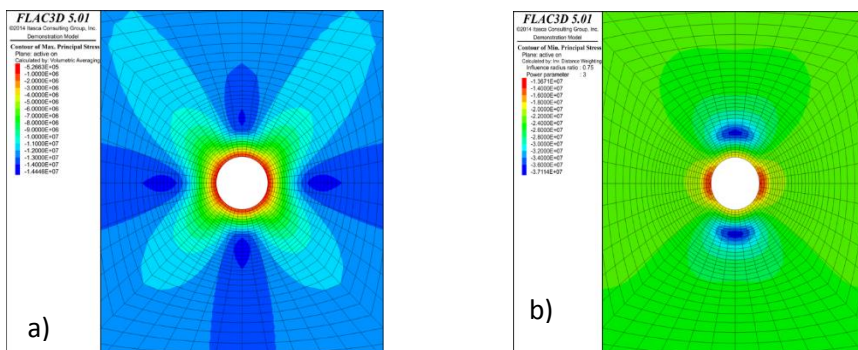
Từ hình vẽ trên có thể thấy trong điều kiện địa chất được mô tả, tại lớp đá bột kết ở độ sâu -534m sự phân bố vùng biến dạng dẻo của khối đá sau khi đào đường lò có đặc điểm sau: Phạm vi phá hủy ở vị trí nóc nền lò và hai bên hông lò có phân bố dạng đối xứng, phần bị phá hủy nhiều nhất tập trung hầu hết hông lò, hình thức phá hủy chủ yếu là phá hủy cắt và trượt. Dưới ảnh hưởng của áp lực ở độ sâu -520m phạm vi vùng ảnh hưởng của vùng dẻo hai bên hông lò nhỏ hơn so với nóc và nền lò, trong đó bề dày vùng dẻo phân biệt



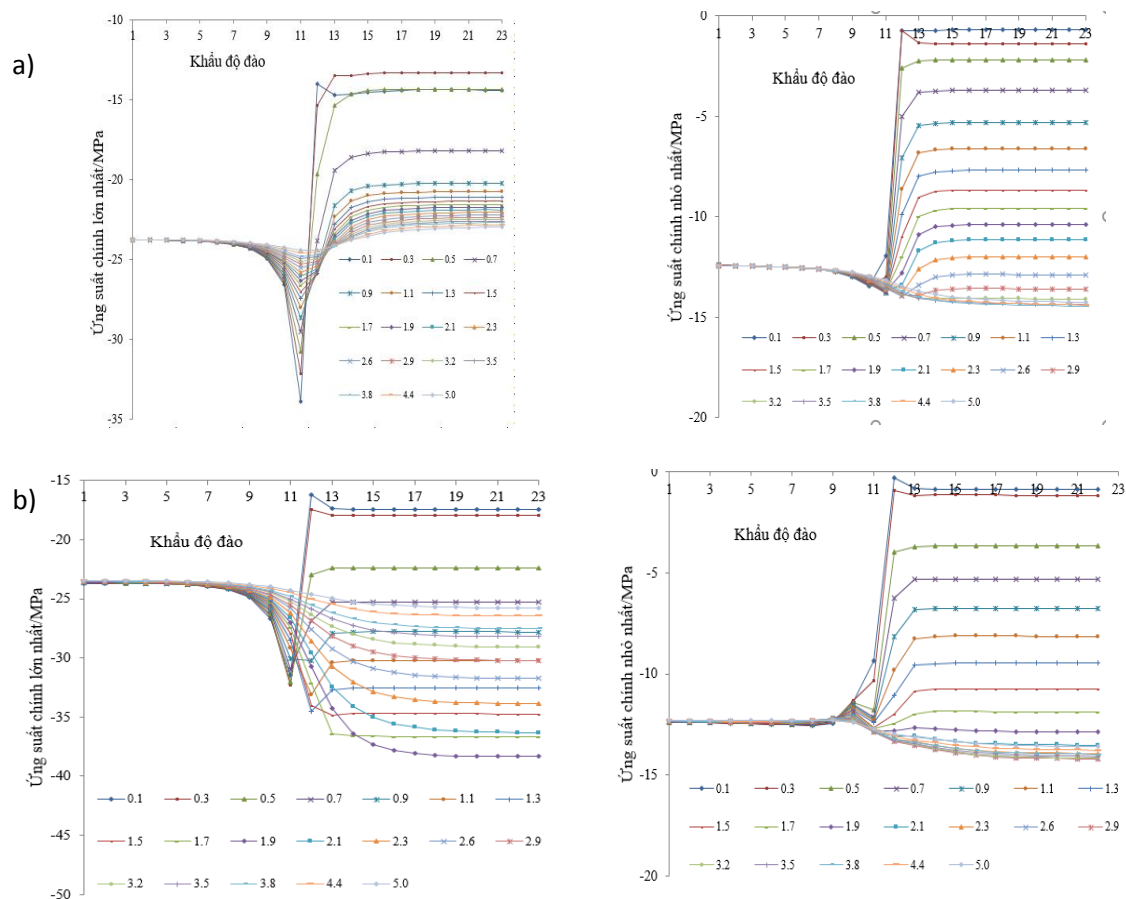
Hình 2. Sự hình thành vùng phá hủy dẻo sau khi đào gương

là nóc nền và hai bên hông lần lượt là 2,0m, 2,0m và 0,8m.

Phân tích trạng thái cơ học nội bộ khối đá khi nhận tải: Dưới tác dụng của áp lực cao thì hình ảnh phân bố ứng suất chính khối đá xung quanh đường lò như hình 3 thể hiện, hình 4 thể hiện mối quan hệ giữa ứng suất chính ở hai phía hông lò, nóc và nền lò ở độ sâu khác nhau biến đổi theo khẩu độ khai đào đường lò.



Hình 3. Phân bố ứng suất chính khối đá xung quanh đường lò
a) Ứng suất chính lớn nhất b) ứng suất chính nhỏ nhất

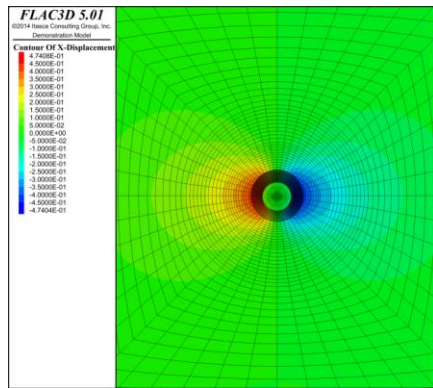


Hình 4. Quan hệ biến đổi giữa khẩu độ đào và ứng suất chính của đường lò ở độ sâu khác nhau
a) Hai bên hông lò b) Nóc lò

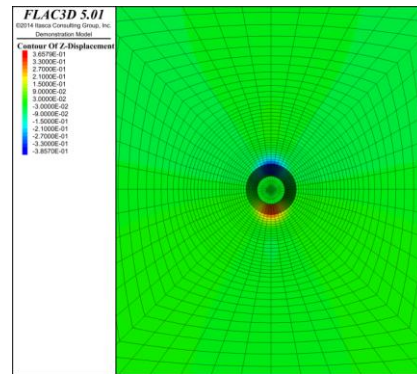
Trong quá trình mô hình số, mặt cắt bố trí điểm khảo sát nằm ở vị trí giữa đoạn khai thác, cụ thể là khi khẩu độ khai đào ở khoảng giữa bước 12 -13 thì cách vị trí khai đào đầu tiên khoảng 22,5m. Từ hình ảnh biến đổi ứng suất lớn nhất trên hình có thể thấy, trong quá trình khai đào đường lò dưới tác dụng của áp lực cao, gương lò không ngừng tiến đến mặt cắt bố trí điểm khảo sát, tại các độ sâu khác nhau ứng suất chính lớn nhất σ_1 của hai bên hông lò, nóc lò phát sinh quy luật biến đổi. Ứng suất chính lớn nhất ở phần

hông lò duy trì xu hướng tăng nhẹ sau đó giảm dần từ vị trí bắt đầu khai đào đến mặt cắt khảo sát, biên độ tăng khoảng 5,0%. Biên độ tăng trung bình của ứng suất chính nhỏ nhất là khoảng 8%. Trong khi đó ở nóc lò ứng suất chính lớn nhất từ vị trí bắt đầu khai đào đến mặt cắt bố trí điểm khảo sát du trì xu hướng tăng, biên độ gia tăng bình quân là 4,5%, biên độ tăng bình quân của ứng suất chính nhỏ nhất là 14,5%. Khi đường lò khai đào đến mặt cắt bố trí điểm khảo sát thì giá trị bình quân của ứng suất lớn nhất ở hai bên hông lò và ở nóc lò phát sinh biến đổi với biên độ rất lớn. Ứng suất chính lớn nhất ở hai bên hông lò tăng đột ngột, lượng biến đổi lớn nhất đạt đến 32,1MPa, biên độ biến đổi là 2,4 lần giá trị ứng suất chính nhỏ nhất cũng phát sinh xu hướng gia tăng, lượng biến đổi tăng lên 13,4MPa, biên độ biến đổi là 18,3 lần, sự chênh lệch giữa ứng suất chính lớn nhất và ứng suất chính nhỏ nhất là 18,7MPa, biên độ chênh lệch là 139%. Khi đường lò không ngừng khai đào về phía trước thì giá trị bình quân ứng suất chính ở mặt cắt bố trí điểm khảo sát sẽ giảm, nhưng giá trị bình quân giảm không nhiều, ngược lại duy trì không đổi. Sự phân tích ở trên cho thấy, trong quá trình khai đào đường lò, giá trị bình quân ứng suất chính lớn nhất và giá trị bình quân ứng suất chính nhỏ nhất phát sinh sự biến đổi ở các mức độ khác nhau tùy theo độ sâu khối đá khác nhau, với biên độ biến đổi lớn nhất thường là ứng suất chính nhỏ nhất (σ_3).

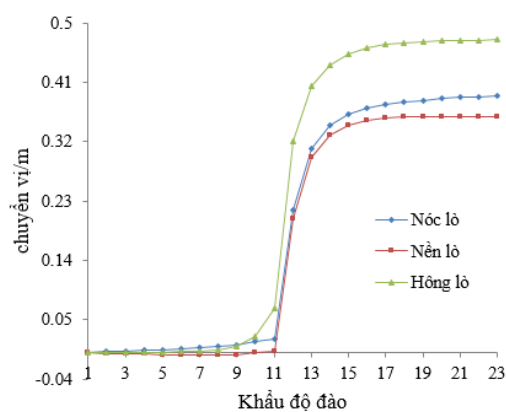
Phân tích chuyển vị khối đá xung quanh đường lò: Trạng thái quy luật phân bố của chuyển vị thẳng góc và chuyển vị trên biên lò biến đổi theo khẩu độ thời gian khai đào thể hiện như hình 5, hình 6 và hình 7.



Hình 5. Chuyển vị ngang



Hình 6. Chuyển vị thẳng đứng

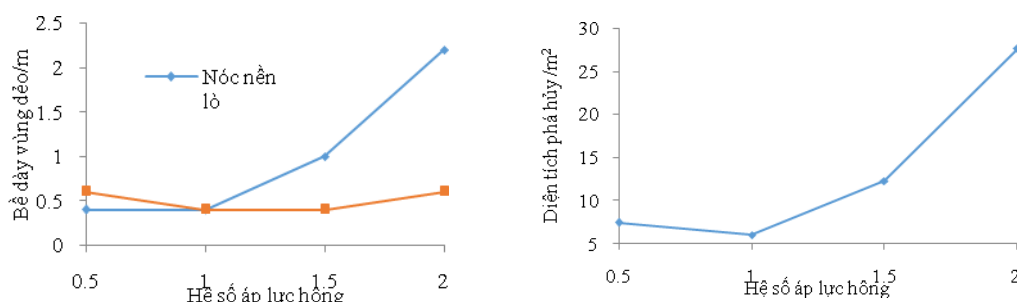


Hình 7. Quan hệ giữa khẩu độ đào và chuyển vị trên biên lò

Trên hình 7 thấy rằng, dưới tác dụng của áp lực chuyển vị của khối đá xung quanh đường lò cho thấy xu hướng biến đổi như sau: Chuyển vị ở hai bên hông lò lớn hơn rõ rệt chuyển vị ở nóc và hông lò. Như vậy dưới tác dụng của áp lực cao, lượng biến dạng dịch chuyển ở nóc và nền lò nhỏ hơn lượng dịch chuyển của hai bên hông lò tịnh tiến vào vùng không gian ngầm. Dựa vào hình 7 khi dịch chuyển bề mặt đường lò thay đổi theo khẩu độ khai đào, tại thời điểm bắt đầu khai thác cho đến bước thứ 10-11 thì lượng dịch chuyển ở hai bên hông lò lớn hơn lượng biến dạng ở nóc và nền lò. Trong đó lượng biến dạng ở hai bên hông lò là lớn nhất, lượng biến dạng ở nóc và nền lò nhỏ nhất mà lại gần tương đương nhau. Khi đường lò khai đào tiến về phía trước, lượng biến dạng của nóc lò vượt quá lượng biến dạng ở nền lò. Khi quá trình khai đào kết thúc lượng biến dạng lớn nhất ở hai bên hông lò là 0,48m, lượng dịch chuyển lớn nhất của nóc lò là 0,37m, lượng biến dạng lớn nhất của nền lò là 0,31m. Trong suốt quá trình đào lò, tốc

độ biến dạng của hai bên hông lò, nóc lò và nền lò phân biệt là 0,019m/d, 0,016m/d và 0,006m/d. Vận tốc biến dạng hai bên hông lò lớn hơn so với nóc và nền lò phân biệt là 3,4 và 3,0 lần. Dựa vào phân tích ở trên cho thấy dưới tác dụng của áp lực cao, khối đá đường lò sau khai đào chưa chống giữ lượng biến dạng sẽ tăng lên khi quá trình khai đào không ngừng tiến về phía trước, khi khẩu độ thời gian kéo dài, biến dạng ở hai bên hông lò là lớn nhất, sau đó là đến nóc lò và cuối cùng lượng biến dạng ở nền lò là nhỏ nhất, điều đó chứng tỏ ở điều kiện áp lực cao hai bên hông lò bị dồn biến dạng co vào khoảng không gian ngầm nghiêm trọng nhất.

Thực tiễn công trình khi tiến hành khai thác xuống sâu sẽ gặp phải trường hợp áp lực hông cao, hệ số áp lực ngang thông thường là lớn hơn 1, cao nhất đạt tới 3,5. Nhưng phần lớn là ở trong phạm vi 1,0~2,0, bởi vậy, tác giả lựa chọn khảo sát sự biến đổi của hệ số áp lực hông nằm trong phạm vi là 1~2. Ngoài ra để nghiên cứu sự biến đổi của vùng dẻo khi hệ số áp lực hông chuyển biến từ nhỏ hơn một sang phạm vi hệ số áp lực hông nhỏ hơn 1 đề xuất thành lập thêm một mô hình với hệ số áp lực hông là 0.5. Các mô hình được thành lập với hệ số áp lực hông λ lần lượt là: 0,5; 1,0; 1,5; 2,0, kết quả phân bố vùng dẻo với các hệ số áp lực hông khác nhau được thể hiện trên hình 8.



Hình 8. Quy luật phân bố vùng dẻo khối đá xung quanh đường lò khi khai đào

Dựa vào hình phân bố phạm vi vùng biến dạng dẻo xung quanh đường lò, hình vẽ và bảng biểu thể hiện bề dày vùng dẻo và diện tích vùng dẻo thay đổi khi hệ số áp lực hông thay đổi có thể thấy:

(1) Trong điều kiện hệ số áp lực hông khác nhau, vùng dẻo theo phương phương góc và phương ngang phân biệt theo hình đối xứng.

(2) Trong điều kiện áp lực thẳng góc lớn (hệ số áp lực hông $\lambda < 1$) thì bộ phận chủ yếu bị phá hủy nằm ở hai bên hông lò, ngược lại trong điều kiện áp lực hông cao (hệ số áp lực hông $\lambda > 1$) thì bộ phận chủ yếu bị phá hủy nằm ở đỉnh và nền lò.

(3) Khi hệ số áp lực hông $\lambda < 1$, diện tích vùng dẻo của khối đá xung quanh lò chủ yếu biểu hiện ở hai bên hông lò, còn ở nóc nền lò vùng dẻo tương đối nhỏ, ví dụ khi $\lambda = 0,5$, bề dày lớn nhất vùng dẻo hai bên hông lò là 0,6m, nhưng bề dày lớn nhất vùng dẻo của nóc và nền lò chỉ có 0,4m, diện tích vùng dẻo là 7,43m², gấp 2,2 lần diện tích mặt cắt ngang đường lò khảo sát.

(4) Khi hệ số áp lực hông $\lambda = 1$, vùng dẻo ở nóc, nền lò và ở hông lò giống nhau, trạng thái phân bố rất đồng đều

(5) Khi mà hệ số áp lực hông không ngừng tăng thì ứng suất ngang cũng không ngừng gia tăng, chủ yếu vùng dẻo dần dần hướng lên nóc và nền lò dịch chuyển, độ sâu vùng dẻo ở nóc, nền lò cũng như diện tích sẽ tăng lên theo sự tăng của hệ số áp lực ngang, độ sâu của vùng dẻo hai bên hông lò và diện tích của nó sẽ giảm khi hệ số áp lực ngang tăng

(6) Khi hệ số áp lực hông $\lambda = 2$, phạm vi vùng dẻo sẽ mở rộng rất nhanh, nóc nền lò trở thành vùng phá hủy biến dạng chủ yếu, độ sâu phá hoại lớn nhất ở nóc nền lò và hai bên hông lần lượt là 2,2m và 0,6m, diện tích vùng dẻo là 27,6m², gấp 7,98 lần diện tích tiết diện ngang của đường lò khảo sát

(7) Khi hệ số áp lực hông tăng dần từ 1, diện tích vùng dẻo tăng mạnh theo cấp số nhân, từ diện tích 7,43m² khi $\lambda = 1$ tăng nhanh đến 12,27 m² khi $\lambda = 1,5$ và 27,6m² khi $\lambda = 2$, cho thấy khi hệ số áp lực hông càng cách xa 1 thì tốc độ tăng diện tích vùng dẻo càng lớn, điều này nên được đặc biệt chú ý trong thực tiễn công trình.

4. Kết luận

Từ các kết quả phân tích ở trên ta rút ra một số nhận xét sau:

Trong quá trình khai đào giá trị bình quân ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất phát sinh tùy theo độ sâu phát sinh sự biến đổi với mức độ khác nhau khối đá khác nhau. Chuyển vị ở hai bên hông lò lớn hơn rõ rệt chuyển vị ở nóc và hông lò.

Khi mà hệ số áp lực hông không ngừng tăng lên thì ứng suất ngang cũng không ngừng gia tăng, chủ yếu vùng dẻo dần dần hướng lên nóc và nền lò dịch chuyển, độ sâu vùng dẻo ở nóc, nền lò cũng như diện

tích sẽ tăng lên theo sự tăng của hệ số áp lực ngang, độ sâu của vùng dẻo hai bên hông lò và diện tích của nó sẽ giảm khi hệ số áp lực ngang tăng. Khi hệ số áp lực hông càng cách xa 1 thì tốc độ tăng diện tích vùng dẻo càng lớn. Sự biến đổi đặc tính cơ học khối đá trong quá trình khai đào nên được đặc biệt chú ý trong thực tiễn công trình để có các giải pháp chống giữ ổn định đảm bảo an toàn sản xuất.

Lời cảm ơn

Nhóm tác giả chân thành cảm ơn sự giúp đỡ của công ty Tư vấn đầu tư mỏ và công nghiệp - VIMCC đã cung cấp tài liệu kỹ thuật cần thiết phục vụ công tác nghiên cứu.

Tài liệu tham khảo

Trần Tuấn Minh. *Tin học ứng dụng trong xây dựng công trình ngầm và mỏ*. NXB Xây dựng, Hà Nội 2014.

Trần Tuấn Minh, Bùi Thanh Long, Đỗ Quang Tuấn, phân tích ổn định đường hầm bên cạnh các móng nhà trong đất đá phân lớp ngang, sử dụng khiên đào bằng phần mềm Plaxis, *Hội Cơ học đá Việt Nam, Một số vấn đề cơ học đá Việt Nam đương đại, Quyển I*, tr 91-102, Hà Nội 2010.

Nguyễn Quang Phích và nnk, *Nghiên cứu ứng dụng một số phương pháp số trong tính toán công trình ngầm. Đề tài cấp bộ mã số B2005-36-88TD*, Hà Nội-2006.

Đào Việt Đoàn, 2015. Vùng phá hủy dẻo xung quanh đường hầm hình tròn dưới tác dụng của trường ứng suất kiến tạo. *Tạp chí công nghiệp mỏ*, trang 67-71.

Đào Việt Đoàn, Phạm Ngọc Huy, 2014. Phân tích biến dạng và vùng phá hủy dẻo xung quanh đường lò hình chữ nhật tại các độ sâu khác nhau bằng phương pháp số. *Tuyển tập các báo cáo hội nghị khoa học lần thứ 21, Đại học Mỏ-Địa Chất*, trang 38.

Phạm Văn Thương, Nguyễn Đình Thịnh, Nguyễn Chí Trường, 2015. Thiết kế kết cấu chống trên cơ sở phân tích dịch chuyển. *Tạp chí KHKT mỏ- địa chất số 49*, trang 65-71.

Trần Tuấn Minh, Nguyễn Việt Định, Nguyễn Quang Huy. Nghiên cứu sự phân bố của ứng suất – biến dạng xung quanh các đường lò khi có chú ý đến sự thay đổi góc nghiêng và chiều dày phân lớp đá.

Trần Tuấn Minh, Đỗ Quang Tuấn, Nguyễn Như Bảy, 2016. Nghiên cứu trạng thái ứng suất-biến dạng trong khối đá và đánh giá hiệu quả của kết cấu chống giữ xung quanh đường lò. *Tuyển tập các công trình khoa học kỷ niệm 50 năm thành lập bộ môn xây dựng công trình ngầm và mỏ*, trang 253-257.

Itasca consulting group. 2009. FLAC fast lagrangian analysis of continua, version 5.01. *User's manual*. <http://www.itascacg.com>.

Nguyễn Quang Phích. Nghiên cứu ứng dụng và phát triển mô hình phân tích, dự báo tai biến địa chất-kỹ thuật đối với công trình ngầm, công trình khai thác mỏ ở Việt Nam, 2015. *Đề tài khoa học cấp nhà nước*, trang 182.

ABSTRACT

A study on the failure deformation characteristic of rock mass surrounding deep tunnel

Pham Thi Nhan^{1*}, Ngo Duc Quyen², Nguyen Tien Manh²

¹University of mining and geology

²Vinacomin industry investment consulting joint stock company - Vinacomin

Under the condition of high pressure the failure process, mechanical characteristics and supporting structure on surrounding rock tunnel in different geological environment are different. According to the Geological drilling LK.GP-02 in the siltstone layer at level -534m in Khe Cham coal mine, the numerical simulation with FLAC3D was used to study the effect excavation steps and lateral pressure coefficient on the mechanical characteristics of surrounding rock of tunnel, especially the characteristics of plastic zone, the distribution of pressure and displacement. The results show that the average maximum principal stress and the minimum principal stress varied with excavation depth. The displacement on both sides of the roadway was obviously greater than that on top and bottom, and the area of plastic zone rapidly increased with the increasing of lateral pressure coefficient. Thus, in fact the change of mechanical properties of surrounding rock on excavation process for tunnel should be carefully adjusted to solve the problem of stable and safe production.

Keywords: Plastic zone, principal stress, displacement, lateral pressure coefficient

A Back Analysis for a Blow-out Case Study in Hochiminh Metro Line 1

Vũ Minh Ngan^{1,*}

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

ABSTRACT:

When the support pressure at the tunnelling face and/or the tail is too high, blow-out occurs. In tunnelling design, blow-out is determined as an upper boundary in order to calculate the maximum support pressure at the tunnelling face and at the tail of the shield. Although there was a good controlling when tunnelling especially in soft soil and at shallow depths, blow-out still occurred in some tunnel projects. This paper presents a back analysis for a state-of-the-art blow-out case study of HochiminhMetro Line 1 Ben Thanh - Suoi Tien, Vietnam. Based on recent models for estimating the blow-out pressure, the maximum pressure is re-calculated and compared with the blow-out pressure at the site.

Keywords: Tunnel, blow-out, Hochiminh Metro Line 1

1. Introduction

In urban areas, the economic development and population are growing significantly. This leads to a high demand of transportation space. Due to the limit of space on the surface, underground infrastructure becomes a vital role in the urban development. Tunnelling with tunnel boring machines (TBMs) is popular now in tunnel construction in the condition of soft soils with the advances in limiting settlements, effects on existing buildings and conveniences in tunnelling. Shallow tunnels in soft soils have been recently a trend in tunnel construction with the benefits of economic and saving travelling time due to shallow stations and tracks.

When tunnelling in urban areas, especially in historic areas, minimizing effects on existing buildings and infrastructure system is an important task of tunneling design. When tunnelling in soft soil with a shallow cover, there might be a risk of collapse at the tunnelling face due to too low support pressure or escape of supporting medium because of too high support pressures at the tunnelling face and/or at the tail. If the support pressures used at the tunnelling face are too small, the soil will move towards the excavation chamber of the TBM and thus the tunnelling face will collapse. This condition is often considered when estimating the minimum support pressure in tunnelling design. Methods for determining the value of minimum support pressures were indicated in Anagnostou and Kovári (1994), Jancsecz and Steiner (1994), Broere(2001) and Vu et al. (2015). In case that support pressures applied at the tunnelling face and/or at the tail are too high, the soil body above the tunnel will be uplifted. As a result, support medium will escape, the support pressures at the tunnelling face will drop and the tunnelling face therefore can collapse. The results of this problem are a risk of standstill or even damage of the TBM, danger to people, damage to existing buildings and transportation in case of the occurrence of a hole and large settlements on the surface. This phenomenon is determined as a blow-out of the tunnel (Vu et al., 2016). Controlling support pressure around the TBM shield including at the tunnelling face and at the tail is a key work in order to have a success tunnel project.

Blow-out occurrences were recorded in some projects in the world when tunnelling in soft soils. According to Vu et al. (2016), there was a case of blow-out in the tunnelling process in Old Elbe Tunnel in 1909. In the Netherlands, after the blow-out problem in Second Heinenoord Tunnel project, in 1997, a study were carried out by GeoDelft and supervised by COB in Delft University of Technology in order to investigate the mechanism and derive estimating methods for blow-out pressure when tunnelling in soft soils (Bezuijen and Brassinga, 2006). In Vietnam, the tunnelling work in the project of Hochiminh Metro Line 1 Ben Thanh-Suoi Tien has just finished and there was a recorded blow-out case. Although it was occurred in the tunnelling process, there was a small volume of support fluid escaped on the road surface at the chainage of Km1+500. Suitable solutions were carried out to ensure a success tunnelling project.

* Tác giả liên hệ

Email: vuminhngan@humg.edu.vn

The aim of this paper is a back analysis on the blow-out case study in Hochiminh Metro Line 1 Project in order to obtain experiences for next tunnelling projects in Vietnam.

2. Blow-out calculation models

As indicated above, blow-out is a key condition in order to estimate the maximum support pressure in tunnelling design. There have recently been blow-out models in tunnelling design proposed by Balthaus (1991), Broere (2001) and Vu et al. (2016).

Figure 1 shows a blow-out model proposed by Balthaus (1991). It is assumed that the pushed upward soil body is modelled as a wedge shape above the tunnelling face. Based on the balance condition of the wedge soil body weight G and the support force S , the maximum support pressure can be derived. Safety indexes against the blow out were also taken into account as:

$$\eta = \frac{G}{S} > \eta_1 = \frac{\gamma C (B' + C \cot(45^\circ + \frac{\varphi}{2}))}{B' s(z_t)} > \eta_2 = \frac{\gamma C}{s(z_t)} \quad (1)$$

where C is the depth of the cover, φ is friction angel, γ is the volumetric weight of soil, and s is support pressure.

When the soil column is pushed upward by high support pressure at the tunnelling face or at the tail, shear stress will occur between the soil column and surrounding ground. In a more accurate blow-out model proposed by Broere (2001), this shear stress is taken into account. In the equilibrium condition (Figure 2), the support force is equal to the total of the weight of the above soil column G_1 and the shear forces along two vertical sides of the two dimensional rectangular soil body τ . Based on this, the maximum support pressure for the tunnelling face can be calculated as:

$$s_{max} = C \left[\gamma + \frac{2c + CK_y \gamma' \tan \varphi}{D} \right] \quad (2)$$

where D is the tunnel diameter, c is cohesion and K_y is the coefficient of horizontal effective stress.

In the investigation of blow-out in Vu et al. (2016), blow-out models was presented for the case of linear support pressure including the change of grout pressure around the TBM for upper and lower parts of the tunnel (Figure 3). A validation with a case study of Second Heinenoord Tunnel and three centrifuge tests as discussed above shows that these proposed model can derive a more accurate blow-out pressure than the models proposed by Balthaus(1991) and Broere (2001). In this figure, G_1 is the weight of the above soil column, G_2 is the tunnel weight, τ is the shear force along two vertical sides of the two dimensional rectangular soil body and s is support pressure.

In the back analysis for the case study in Hochiminh Metro Line 1 in this paper, the models presented by Vu et al. (2016) will be used to calculate the blow-out pressure and compare to observed data.

According to Vu et al. (2016), the maximum support pressure at the top of the tunnelling face $s_{0,t,max}$ is given by:

$$s_{0,t,max} = \gamma \left(H - \frac{\pi}{8} D \right) + 2 \frac{H}{D} (c + HK_y \gamma' \tan \varphi) - \frac{aD}{4} \quad (3)$$

The maximum support pressure at the bottom of the tunnelling face $s_{0,b,max}$ is given by:

$$s_{0,b,max} = \gamma \left(H - \frac{\pi}{8} D \right) + 2 \frac{H}{D} (c + HK_y \gamma' \tan \varphi) + \gamma_T \pi d + \frac{aD}{4} \quad (4)$$

where H is the depth of the tunnel, the unit weight of tunnel is $\gamma_T = 24 \text{ kN/m}^2$ and the vertical gradient of the grout $a = 7 \text{ kPa/m}$.

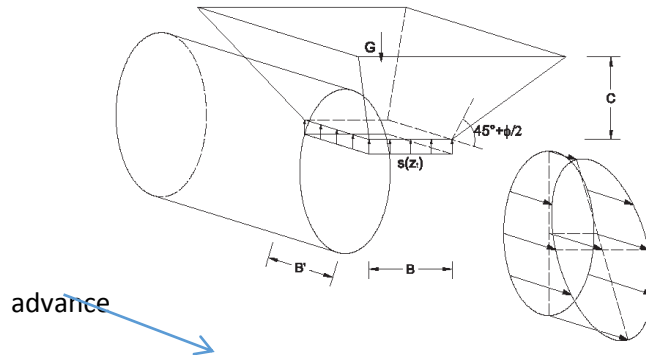


Figure 1. Calculation model of Balthaus for the safety against blow-out (Balthaus, 1991)

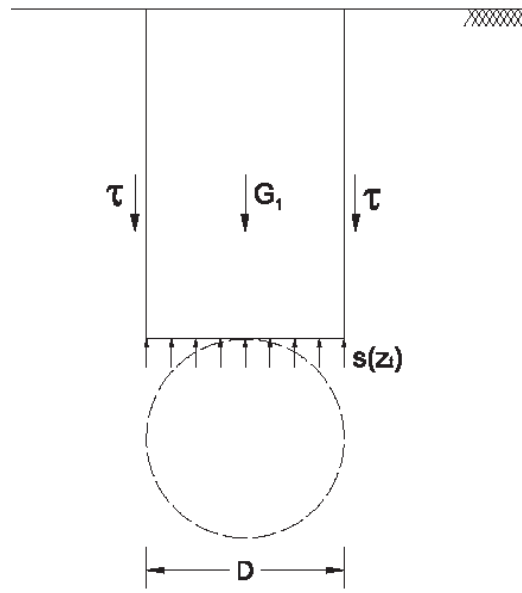


Figure 2. Blow-out model including friction at boundaries (Broere, 2001)

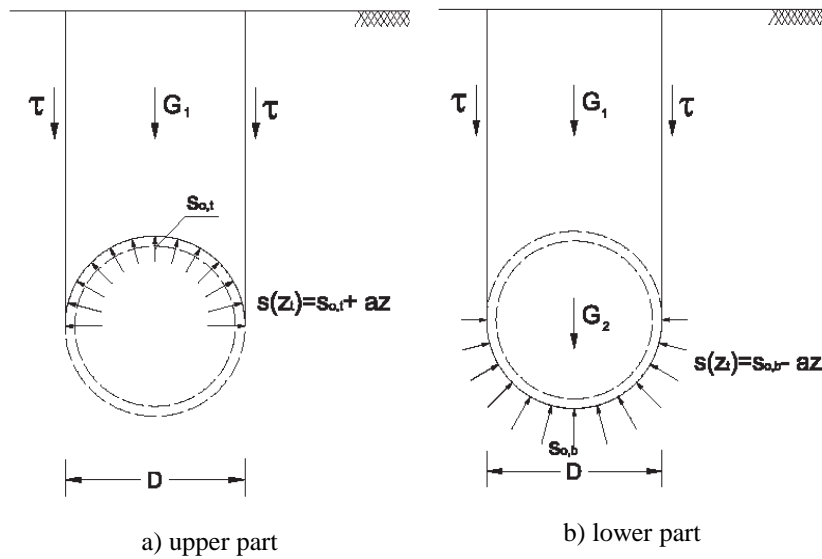


Figure 3. Blow-out model with vertical support pressure gradient a (Vu et al., 2016)

3. Back analysis for the case study of Hochiminh Metro Line 1

Hochiminh Metro Line 1 has a length of 19.7 km from Ben Thanh Market to Suoi Tien Park, including 2.6 km underground pass the Opera House, Ba Son shipyard and cross the Saigon River. The majority of the tunnel was constructed in soil condition mainly included Fill, Alluvium and Diluvium materials. The surface layer of soil is Fill layer with a depth of around 2 m. The next Alluvium layer is of around 30 m deep including Soft Clayey Silt layer, Silty Fine Sand Layer 1 and Sand layer 2. There are Diluvium clayey silt and silty sand layers below the Alluvium layer (Figure 4).

The blow-out occurrence was recorded on the date of 23/4/2018 at about 8am, at the chainage of Km1+500 on the west line where the tunnel is located at the depth of -11.67m. At that moment, as can be seen in Figure 5, the escape fluid was the polymer fluid which was applied as a supporting medium at the tunnelling face. The support pressures at the tunnelling face was observed at 380kPa as the maximum value of Polymer injection pressures of line 1 and line 2 in the excavation chamber of the TBM (there were 5 lines in the TBM but only 2 lines were used at that moment).

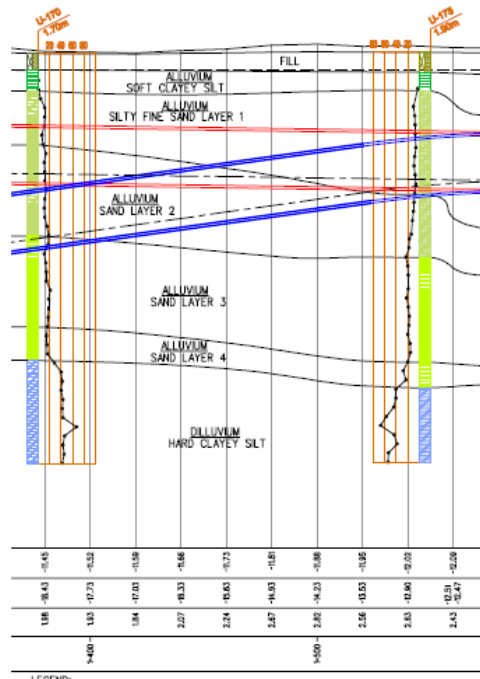


Figure 4 . Soil condition at Km 1+500 in Hochiminh Metro Line 1 Project



Figure 5. Support fluid was spouted on the street when blow-out occurred

The comparison between these blow-out models in blow-out analysis in Vu et al. (2016) showed that the blow-out models with the linear support pressure can predict more accurately the blow-out support pressure not only centrifuge experiments but also the case study of Second Heinenoord Tunnel when comparing to models proposed by Balthaus (1991) and Broere (2001). In this study, this model thus is applied to back analyse the blow-out case study of Hochiminh Metro Line 1.

Table 1. Soil parameters applied in Hochiminh Metro Line 1 Project based on UMRTL1-CP1b-TBMS- CGE-RPT-00073-C report

Layer	Description	Level		Weight unit γ (kN/m ³)	Cohesion c (kPa)	Friction angle ϕ (deg.)	Coefficient of Lateral K
		From	To				
1	Fill layer	2.58	0.23	19	10	25	0.6-0.5
2	Alluvium Clay Layer 2	0.23	-1.77	16.5	0	24	0.6-0.5
3	Alluvium Silty Fine Sand Layer 1	-1.77	-13.2	20.5	0	30	0.6-0.5
4	Alluvium Sand Layer 2	-13.2	-17.4	20.5	0	33	0.5

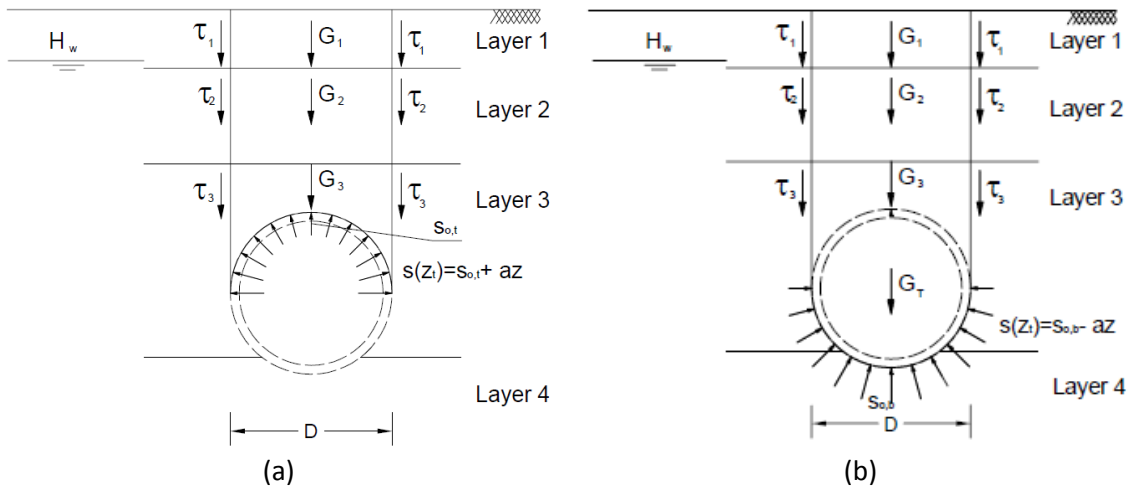


Figure 6. Analysis model for the blow-out case study in Hochiminh Metro Line 1 Project
 (a) Upper part (b) Lower part

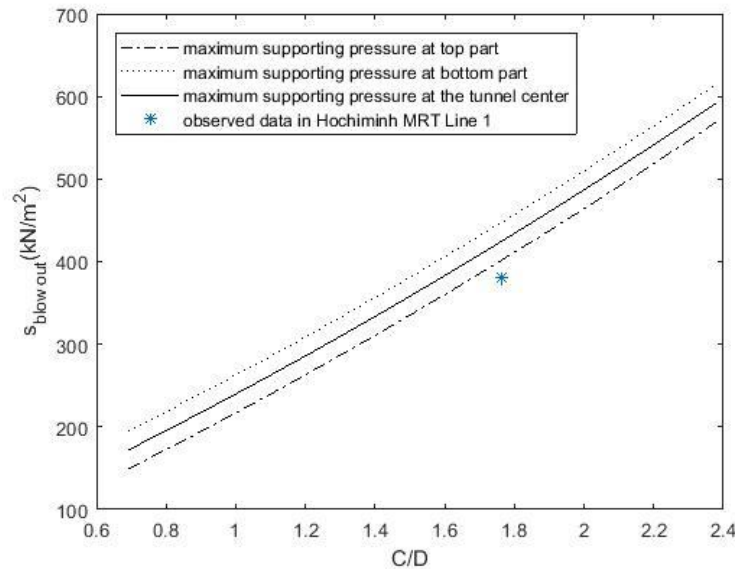


Figure 7. Back analysis results for the blow-out case study in Hochiminh Metro Line 1 Project

The calculated model in the multi-layered soil condition is shown in Figure 6 for the case study in line with the blow-out models proposed by Vu et al. (2016) as indicated in Figure 3. In this model, the tunnel is located at the level of -11.67m. In this figure, G_1, G_2, G_3 are the weights of the soil layers above the tunnel, G_T is the tunnel weight, τ_1, τ_2, τ_3 are shear forces along two vertical sides of the two dimensional rectangular soil body and s is support pressure.

Soil parameters in this situation are shown in Table 1.

Figure 7 shows the back analysis results derived from the models based on Equations (3) and (4). The calculation is carried out with the change of cover-to-diameter C/D ratios in this geo-condition in order to obtain the variation of maximum support pressures with different locations of the tunnel. A star legend (*) shows the observed data in the case study where the C/D ratio is of 1.76. At this point, the blow-out pressure was observed at 380kPa at the time of blow-out appearance as indicated above. It can be seen that the observed blow-out pressure is in the range of blow-out pressure estimated from the upper part and lower part blow-out models at the tunnel center from Equations 3 and 4 (the deviation is of 7%). This result means that the blow-out models proposed by Vu et al. (2016) can well predict the blow-out pressure in this case.

From the back analysis of the case study, some lessons are derived as follows:

- Controlling support pressures at the tunnelling face and at the tail is essential in order to have a success tunnelling project.
- Preparing solutions for risk can minimize damage in emergency cases.
- The blow-out models proposed by Vu et al. (2016) with linear support pressures at the upper and lower parts of the tunnel can predict accurately blow-out pressures when shallow tunnelling in soft soils. Validations for two case studies of Second Heineoord Tunnel and Hochiminh Metro Line 1 and three centrifuge experiments confirm this conclusion.
- In Hochiminh city geological condition, there might a risk of blow-out when shallow tunnelling with a C/D ratio less than 2 (in this case C/D=1.76). Contractors should pay an attention on control monitoring when using the TBMs or micro TBMs for tunnelling in Hochiminh city or apply a suitable soil improvement method to minimize blow-out risk.
- For next projects in Hochiminh city such as Hochiminh Metroline 2 and microtunnelling for recent sewage projects in Hochiminh city, blow-out risk should be taken into account in tunnelling design.

4. Conclusion

Blow-out condition is an essential stability calculation in tunnelling design, especially when shallow tunnelling in soft soils in order to prevent damage on the tunnelling process and existing buildings. Validation with the blow-out case study of Hochiminh Metro Line 1 shows a good agreement with the blow-out pressures derived from the linear support pressure blow-out models proposed by Vu et al. (2016). The solutions used in the real project of Hochiminh Metro Line 1 show that a careful preparation for risk in tunnelling is very important to have a success tunnelling project.

References

- Anagnostou, G. and Kovári, K. (1994). The face stability of slurry-shield-driven tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 9(2):165–174.
- Balthaus, H. (1991). Tunnel face stability in slurry shield tunnelling. *In Proceeding 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 13–18 August 1989 V2*, P775–778, volume 28, page A391. Pergamon.
- Bezuijen, A. and Brassinga, H. E. (2006). Blow-out pressures measured in a centrifuge model and in the field. *Tunnelling: a decade of progress: GeoDelft 1995-2005*, page 143.
- Bezuijen, A. and Talmon, A. (2005a). Grout the foundation of a bored tunnel. *Tunnelling. A Decade of Progress. GeoDelft 1995-2005*, page 95.
- Bezuijen, A. and Talmon, A. (2008). Processes around a TBM. *In Proceedings of the 6th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground (IS-Shanghai 2008)*, pages 10–12.
- Broere, W. (2001). Tunnel Face Stability & New CPT Applications. *PhD thesis*, Delft University of Technology.
- Jancsecz, S. and Steiner, W. (1994). Face support for a large mix-shield in heterogeneous ground conditions. *In Tunnelling'94. Papers presented at seventh International Symposium Tunnelling'94*, held 5-7 July 1994, London.
- Talmon, A. and Bezuijen, A. (2005). Grouting the tail void of bored tunnels: the role of hardening and consolidation of grouts. *In Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground: Proceedings of the 5th International Symposium TC28*. Amsterdam, the Netherlands, 15-17 June 2005, page 319. Taylor & Francis US.
- Vu, M. N., Broere, W., and Bosch, J. W. (2015c). The impact of shallow cover on stability when tunnelling in soft soils. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 50:507–515.
- Vu, M. N., Broere, W., and Bosch, J. W. (2016). New blow-out models for shallow tunnelling in soft soils. *Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development - Geotec Hanoi 2016*, Phung (edt). ISBN 978-604-82-0013-8.

Comprehensive assessment of excavation damaged zone (EDZ) based on analysis of geophysical method in rock mass

Hoang Dinh Phuc^{1,*}, Bui Anh Thang¹

¹ Faculty of Civil Engineering, Hanoi University of Mining and Geology, Vietnam

ABSTRACT

It is inevitable that excavation at deep underground powerhouse in high in-situ stresses induced damages to the surrounding rocks. As a result, reasonable determination of the excavation damage zone (EDZ) is critical to the design, construction and safe operation of the underground powerhouse. This study divides EDZ into excavation highly damaged zone (EHDZ), excavation slightly damaged zone (ESDZ) and undamaged zone (UDZ) so as to better capture the evolving characteristics of the surrounding rocks at deep underground powerhouse with high in-situ ground stresses. With the utilization of acoustic detection, this study introduces the damage factor D to quantitatively distinguish the EDZ. Borehole camera is also employed to observe the characteristics of fissure development within the surrounding rocks. The observed damage characteristics of the surrounding rocks are then compared against the acoustic detection results, showing favorable agreement. Based on the actual engineering practice, this study puts forward the discriminating standard for the EDZ at deep underground powerhouse in high in-situ stresses during construction. Hopefully, this study could provide some basis for the evaluation of degree of damage of the surrounding rocks as well as the informational design and construction at underground powerhouse with similar conditions.

Keywords: Rock mechanics; Excavation damage zone (EDZ); Acoustic detection; Borehole camera imaging; Damage factor

1. Introduction

Construction of the large hydropower stations in valley regions gives rise to a series of problems, such as deep burial depth and long span of the underground powerhouse. In addition, increasingly serious problems such as the damage of surrounding rocks during excavation have also captured more and more attention from the engineers and scholars in China and abroad.

As a complex geologic body, rock mass are usually subject to complicated stresses. It is known to us all that in situ rock mass are subject to three-dimensional stresses. The excavation of underground powerhouse disturbs the stress balance and alters the stress regime. Also, the excavation of underground powerhouse affects the mechanical properties and water-physical properties of the surrounding rocks. The effect is mainly manifested in aspects such as a great amount of fissures generated within the rock mass, rapid fissure development and fissure coalescence. As a result, permeability coefficient of the rock mass is increased, creating channels for water intrusion. Therefore, it is of great engineering significance and theoretical value to study the EDZ at deep underground openings in high in-situ ground stresses during construction and its implications for support parameters optimization, safe construction and evaluation of engineering stability and safety.

A significant number of studies at China and abroad have been carried out regarding EDZ partition and zonal support during excavation of underground openings. With consideration of the research results at home and abroad, Li et al, 2013 systematically analyzed and summarized EDZ at underground openings from aspects such as EDZ concept, field test, laboratory test, theoretical analysis and numerical calculation. Xu et al, 2014 divided EDZ into excavation highly damaged zone (EHDZ) and excavation slightly damaged zone (ESDZ) and introduced damage factor to quantitatively distinguish the EDZ based on the rationale of acoustic detection. Zhang et al, 2007 combined the damage evaluation based on plastic strain within the plastic zone with the partition of the EDZ and put forward the new concept of failure approach index (FAI), thus quantitatively evaluating the stability of rock mass in different sections of the surrounding rocks. Dai et al, 2015 utilized multiple monitoring methods to investigate the forming and evolving mechanism of the EDZ at the underground powerhouse of Houziyan hydropower station. Liu et

* Tác giả liên hệ

Email: hoangphucmdc@gmail.com

al, 2013 carried out comprehensive monitoring over the typical profile of the water diversion tunnel at Jinping II hydropower station with the use of acoustic detection and borehole camera. K.Hyung-Mok et al, 2013 carried out evaluation of the effect of EDZ on the stability of compressed-air energy storage (CAES) chamber in South Korea. Kwon et al, 2009 utilized field geological radar test and numerical calculation to investigate the effect of borehole-blasting on elasticity modulus and EDZ scope during tunnel construction at a 500 m deep underground tunnel. Martino et al, 2004 carried out pump-in test and acoustic detection test at a 443 m deep underground opening and evaluated important factors that affect the EDZ.

The presence of EDZ has a direct impact on the mechanical properties of the surrounding rocks, thus adversely affecting the overall stability of the surrounding rocks. It should be noted that damage differs from fracture. The later refers to a phenomenon that can be directly observed with naked eyes, while the former refers to the changes of the mechanical properties of the rocks induced by stress adjustment. Especially when under the action of high ground stress, mechanical responses such as rib spalling and structure fracture triggered by damage would occur. The presence of EDZ at deep underground powerhouse with high in-situ ground stresses is a direct threat to surrounding rocks stability and engineering safety of the powerhouse. In addition, fissure development within the EDZ could introduce new channels for water intrusion, posing really adverse influence to engineering safety. Therefore, it is of great engineering significance and theoretical value to accurately determine the EDZ at deep underground powerhouse in high in-situ ground stresses during construction and its implications for support parameters optimization, safe construction and evaluation of engineering stability and safety.

2. The theory of EDZ partition and Method for assessing the EDZ.

2.1. The theory of EDZ partition

EDZ partition has gained more and more popularities among the engineers and scholars in terms of characterizing the deformation and failure of the surrounding rocks (including fissure generation, propagation and coalescence within the surrounding rocks) for hard and brittle rocks. Not only does EDZ include the connotation regarding rock mass damage and disturbance, it also contains such connotation as losing rock mass. For the present, terminologies such as surrounding loose zone, broken rock zone, disturbance zone, plastic zone, damage zone, excavation damaged zone (EDZ) and excavation disturbed zone (EdZ) are widely used in Chinese academic literature, with varying definitions. In Canada and the United States, EDZ and EdZ virtually share the connotation; In Sweden and Switzerland, EDZ refers to the deformation and secondary fissures adjacent to the underground openings that are irreversible, while EdZ refers to the elastic deformation within the rock mass that is recoverable. Martino and Chandler, 2004 put forward the following definition for EDZ: EDZ refers to changes of the mechanical and water-physical properties of the surrounding rocks induced by openings excavation that are measurable and irreversible; The damage results from the energy release, stress redistribution and thermal loading induced by excavation, which generally occurs at the adjacent areas of surrounding rocks of the openings (Wu et al., 2009).

So far, the EDZ around underground opening has been investigating and different definitions and understanding have obtained by Davies and Bernier, 2003; Martino and Chandler, 2004; Cai and Kaiser, 2005. There are multiple terms that have the same meaning with the terminology in excavation of damage, for example: rock loosening ring, loose circle, disturbed zone, plastic zone, damaged zone, etc. But in fact, the EDZ terms is adopted to describe the deformation and failure processes of an EDZ, including the surrounding rock mass of crack initiation, extensions and unstableness. In this paper, the term EDZ will be used as a contraction Excavation Damage Zone and the definition of EDZ is defined as: EDZ is the zone around an excavation at where in situ stress conditions the properties of the rock mechanical have been changed due to stress redistribution induced fracturing, blasting damage have taken place. It can be divided into two sub-zones excavation highly damaged zone (EHDZ) and slightly damaged zone (ESDZ) as shown in Fig. 1. The EHDZ contains a lot of cracks of macro-scale fracturing which are caused either by excavation or high stresses induced spalling, splitting, etc. (EHDZ is also referred as excavation fracture zone). The ESDZ defined as a zone containing newborn cracks that is caused by stresses redistribution induced fracture (shear fracture). Therefore, it is reasonable to use EDZ to classify different zones within the surrounding rocks during construction or excavation.

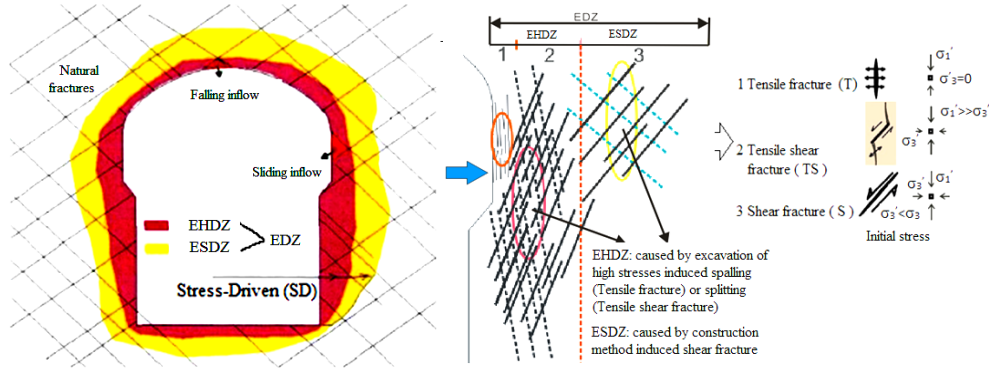


Fig.1. Distribution and partition of EDZ

2.2. Methods for assessing the EDZ

1. Acoustic waves method

A wide-range of geophysical methods has been used to characterize the EDZ including: ground penetrating radar (GPR), resistivity, sonic/ultrasonic measurements and acoustic emission (AE). Recent studies have also looked at seismo-electrical methods. Measurements can be made as “point/interval” measurements along boreholes or via tomographic approaches. In this paper, for the assessing the EDZ, the acoustic emission (AE) was carried out.

Xu et al, 2014 studied the acoustic wave versus depth curve for underground openings excavated in magmatic rock, sedimentary rock and metamorphic rocks, respectively. They summarized their research results and divided the results into three categories. As a result, they were able to qualitatively and semi-quantitatively determine the depth of EDZ (show in Table 1).

Table 1. Relation of acoustic wave with EDZ partition

EDZ partition	EHDZ	ESDZ	UDZ
Wave velocity V_p (m/s)	$V_p < 3500$	$3500 < V_p < 5500$	$V_p > 5500$

The wave velocity varies with surrounding rock properties, development degree of structural plane and fissure width, etc. Therefore, the sole use of wave velocity in quantitatively dividing the EDZ is not reasonable. However, the introduction of the damage factor D makes it possible and reasonable to determine EDZ.

According to classical elastic mechanics theory, velocity of the plane wave travelling in an infinite elastic body can be derived. As transverse wave cannot travel in liquids and the measurement of the transverse wave is easy to generate errors, longitudinal wave is used in this study. Therefore, the velocity of the longitudinal wave is taken to represent the elasticity modulus. The specific formula is shown below:

$$E = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{1 - \mu} \rho v_p^2 \quad (1)$$

Where, v_p (m/s) stands for the velocity of longitudinal wave, ρ (g/cm³) stands for the density and μ stands for poisson's ratio.

During the construction of underground openings, the stress redistribution results in fissure generation, propagation and coalescence, with macroscopic fissure or failure as the final product. The damage factor D can be introduced to represent the above process and result.

$$E = 1 - \frac{\bar{E}}{E} \quad (2)$$

In consideration of the minor changes of poisson's ratio and density of damaged rock mass during stress redistribution induced by excavation, the poisson's ratio and density can be regarded as a const. Therefore, the damage factor D can be derived from equation (1) and (2).

$$E = 1 - \frac{\bar{E}}{E} = 1 - \frac{\bar{v}_p^2}{v_p^2} \quad (3)$$

Where \bar{v} is the wave velocity in damaged surrounding rocks.

Acoustic detection technology is employed to separately detect the wave velocity in undamaged and damaged surrounding rocks. As a result, the damage factor D of the surrounding rocks can be accurately determined. Prior to the use of the damage factor D to quantitatively determine EDZ, a reasonable

standard limit is required. In accordance with the rate of change of the wave velocity (η) as specified in China Construction Technical Specifications on Rock-foundation Excavating Engineering of Hydraulic Structures (DL/T538-2007), the quality of excavation on rock-foundation can be divided into three levels, near zero impact ($\eta < 10\%$), slight impact ($10\% < \eta < 15\%$) and apparent impact ($\eta > 15\%$). The rate of change of the wave velocity is defined as:

$$\eta = (C_{p1} - C_{p2}) / C_{p1} \quad (4)$$

Where C_{p1} and C_{p2} separately stand for the tested wave velocity before and after excavation at the same location.

With equation (3) and (4), the value of the damage factor D corresponding to the rate of change of the wave velocity before and after excavation can be determined. The value of the damage factor D corresponding to the rate of change of the wave velocity before and after excavation can be determined (Table 2).

Table 2. Relation of damage factor with rate of change of the wave velocity

Value of rate of change of the wave velocity	Corresponding damage factor D	Damage degree
$\eta < 10\%$	$D < 0.19$	Near zero damage
$10\% < \eta < 15\%$	$0.19 < D < 0.28$	Slight damage
$\eta > 15\%$	$D > 0.28$	Apparent damage

In accordance with Code for Engineering Geological Investigation of Water Resources and Hydropower (GB50287-2006) of China, the integrity coefficient (K_v) can be expressed as follows:

$$K_v = (V_p / V_{pr})^2 \quad (5)$$

Where V_p and V_{pr} separately stand for velocity of longitudinal wave in rock mass and rock specimen.

The integrity of the rock is divided into five grades, full integrity, favorable integrity, poor integrity, relatively broken and broken. Accordingly, K_v is taken as 0, 0.75, 0.55, 0.35 and 0.15, respectively. The table 3 show the relation of damage factor with the integrity.

For sake of simplicity, the limit value for ESDZ and UDZ is determined as $D=0.2$, and for EHDZ and ESDZ as $D=0.6$.

In summary, with the introduction of the damage factor D, the damage degree of the underground powerhouse can be divided into EHDZ, ESDZ and UDZ, as shown in Table 4.

Table 3. Partition of damage factor D and EDZ

Surrounding rocks partition	Damage factor D	Damage degree	Characteristics of the acoustic wave curve
EHDZ	$D \geq 0.6$	Apparent damage	On the curves of acoustic velocity, the P wave velocity is suddenly mutate and significant attenuate compared to the initial. The newborn cracks have been changed and significantly opened.
ESDZ	$0.6 > D > 0.2$	Damage	The P wave velocity is a concussion with low rate in cracks location. The velocity mutate from low to high in a long time on the curves of acoustic velocity. The newborn cracks can be formed but not clearly significant.
UDZ	$D \leq 0.2$	Near-zero damage	The P wave velocity may be smooth or may be a little fluctuation on the curves of acoustic velocity.

2. Digital borehole camera method

The Digital Borehole Camera system is based on direct optical observations in boreholes, see for example. The system digitally records the 360° continuous projection of the borehole wall. Measurements of strike and dip of bedding and joint planes, along with other geologic analysis, are possible in both air and clear fluid filled holes with this system. The supplier of this system is RaaX Co. Ltd (www.raax.co.jp) and the test arrangement is shown in Fig. 2.

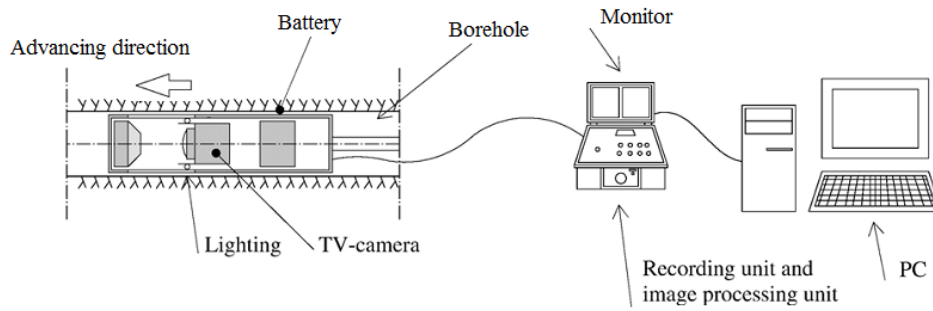


Fig. 2 Configuration for the Digital borehole camera system (www.raax.co.jp)

From this system, the EDZ of width and mechanical properties can be interpretability determine, such as fractures, the structural plane and cracks by TV image. According to results of borehole images during different excavation periods can identify other orientations of old and new cracks, predicted newborn cracks location, the problem of depth and density of each segment, moreover the variables in order to determine the damage zone boundary.

3. Result and discussion

The powerhouse of H hydropower station is located at the right bank of the Dadu River, with an axial direction of N61°W. Horizontal depth and vertical depth of the powerhouse are 280~510 m and 400~660 m, respectively. With a length of 224.4 m and a span of 25.8~29.2 m, the powerhouse has a maximum height of 70.5 m. Stratified excavation is employed to build the powerhouse, with the current excavation reaching the fourth layer. The excavation profile is illustrated in Fig. 3. The net height of the excavation reaches 37.5 m Fig. 3.

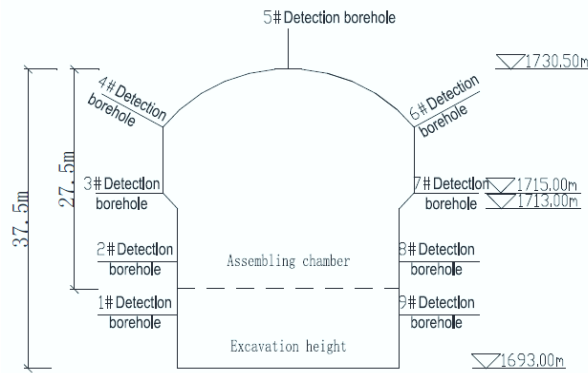


Fig.3. 0+40 m Excavation profile for the powerhouse and layout of the monitoring boreholes

3.1 Depth and Width of EDZ in experimental layout

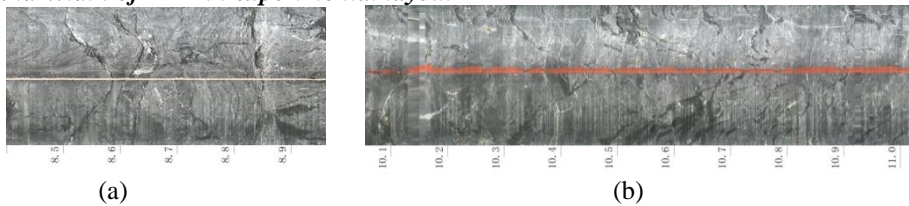


Fig. 4 Distribution of cracks recorded by digital borehole camera in experimental layout

The investigation of the main objective EDZ characteristics was conducted at the HzyM-1 by using the digital borehole camera, the results were used to infer the damage zone boundary. Then the deformation of main powerhouse surrounding rock mass was determined based on the damage zone boundary. According to the results of the digital borehole camera, the major deformation of surrounding rock mass cracked at the segment of 0 – 11.4m depth of the borehole are shown in Fig. 4.

The surrounding rock mass was highly damaged at the segment of 0 - 8.9 m depth of the borehole. Thus, this segment can be regarded as the ultimate boundary for the EHDZ, or in other words, the width of the EHDZ is 8.9 m (Fig. 4a). The segment from 8.9 to 11.4 m depth of borehole is slightly damaged. Hence, this segment belongs to the ESDZ as shown in Fig. 4b.

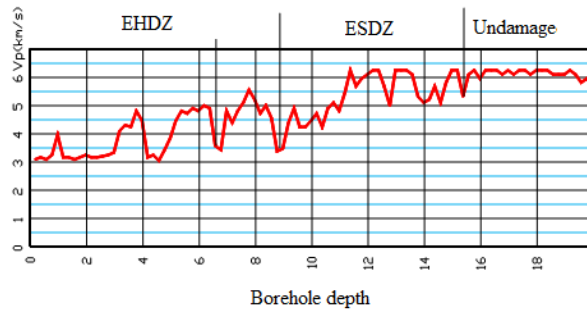


Fig. 5 Results of acoustic wave phase velocity versus borehole depth in experimental layout

According to the result of curves of acoustic velocity versus the depth, there is an increase of the acoustic velocity correlated to borehole depths. The results of the acoustic velocity measurement indicate a depth of the damage zone in the surrounding rock mass at the range of 0 - 15.5m. If the average acoustic velocity is lower than 3.5 km/s or between 3.5 km/s and 5.5 km/s or higher than 5.5 km/s, then the damage zone boundary is considered as EHDZ or ESDZ or basically undamaged zone, respectively (Tab.1). Thus, the position of the ultimate boundary of the EHDZ and ESDZ are 9.0 m and 15.5 m in depth; and the width of EHDZ and ESDZ are 9.0 m and 6.5 m (15.5-9.0=6.5 m), respectively (Fig. 5).

In order to reduce subjectivity, relation of the damage factor D with the depth is calculated in accordance with equation (3), as shown in Fig. 6. According to the specified limit value as given in Table 4, the depth distribution of EDZ can be quantitatively determined, with the depth of the EHDZ and ESDZ reaching 7.3 m and 15.6 m, respectively.

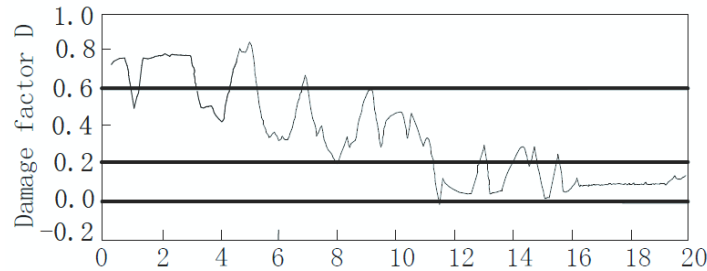


Fig. 6. Damage factor changing curve of No.3 borehole in the 0+40 m excavation profile for the powerhouse

3.2 Discussion

The digital borehole camera can give us images of the cracking or fracturing induced in the surrounding rock mass, while testing methods of acoustic wave can not. As the previous describe, the results of digital borehole camera methods can be effectively used to identify the surrounding rock mass deformation process including the surrounding rock mass of crack initiation, extension and unstableness. According to the result from the analysis of images recorded in borehole, it not only provided photographic images of the surrounding rock mass beyond the EDZ boundary, but also provided important predictions for the fracture intensity and cracks distribution. We would like to know whether the distribution of structures or cracks recorded by digital borehole camera can be used to determine the EDZ boundary included EHDZ, ESDZ and basically undamaged zone. Li et al, 2011 demonstrated that it is possible to predict the EHDZ of depth and width but can not predict ESDZ by the distribution of structures or cracks recorded by digital borehole camera. Therefore, combination of the digital borehole camera method with other methods is necessary.

The results of acoustic wave testing methods were very useful to understand the results from borehole camera measurements. The results of the acoustic wave measurements confirmed the distribution of cracks. The significant influence of cracks was analysed, and the correlation between fracture density and acoustic measurements was obvious as shown in Tab. 4.

Tab. 4 Results of EDZ depth from borehole camera and acoustic wave measurements

Method for assessing	EHDZ	ESDZ
Borehole camera method	0 ~ 8.9	8.9 ~ 11.4
Acoustic wave method	0 ~ 8.5	8.5 ~ 15.2
Damage factor (D)	0 ~ 7.65	7.65 ~ 13.9

The above analysis is only based on single typical excavation profile. With the help from the designers and engineers, the damage zone can be intuitively captured. If EDZ partition is carried out on each detection borehole in the 0+40m excavation profile of the powerhouse, the partition map for this excavation profile can be determined, providing basis for support optimization and safe construction.

4. Conclusions

It is reasonable and applicable to use EDZ to perform partition for surrounding rocks at deep underground openings with high in-situ ground stress. EDZ is further subdivided into EHDZ and ESDZ, with the failure mode of the former mainly dominated by stretching and tenso-shear fracture and that of the later by shear fracture.

Based on acoustic detection, the characteristics of the wave curves can be used to qualitatively and semi-quantitatively discriminate the partition of EDZ. Also, the damage factor D is introduced to help discriminate the partition of EDZ. As a result, predictions can be made to the changes of EDZ during ensuing excavation, based on changes of EDZ partition with excavation schedule.

With borehole camera imaging technology, development of the fissures within the surrounding rocks of underground openings during excavation can be accurately and intuitively captured, thus providing direct basis for surrounding rock structure detection, mechanical properties estimation and support design. Comparison shows that acoustic detection and borehole camera imaging lead to the same interpretation results.

Based on the actual engineering practice, this study puts forward the discriminating standard for the EDZ at deep underground powerhouse in high in-situ ground stresses during construction, thus providing some basis for the evaluation of degree of damage of the surrounding rocks as well as the informational design and construction at underground powerhouse with similar conditions.

With the proceeding of excavation, EDZ changes dynamically. At present, no available mature theory can be used to quantitatively or semi-quantitatively determine the damaging characteristics of the surrounding rocks. With acoustic detection, borehole camera imaging and damage factor D, this study performed analysis on EDZ at underground powerhouse of H hydropower station in high in-situ ground stresses during construction. With comparisons made among the three methods, this study finds that the partition of EDZ based on each method is consistent. Therefore, the geophysical method is applicable for engineering of this kind. Finally, this study proposed the discriminating standard of excavation damage zone at deep underground powerhouse in high in-situ ground.

Acknowledgements

The author would like to express their sincere gratitude to professor Xu Guangli, Dr Li Zhipeng for their help on laboratory and field test. The author also grateful for support from the National Natural Science Foundation of China (No.41472263, 40572152) and China Hydropower Engineering Consulting Group research (No.P009).

References

- Andersson JC, Martinb CD, 2009. The Aspö pillar stability experiment: part I--experiment design[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*,46(5): 865-878.
- Cai M, Kaiser PK, 2005. Assessment of excavation damaged zone using a micromechanics model[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 20(4):301-310.
- DinhPhuc Hoang, et al, 2016. Discriminant Analysis of Excavation Damage Zone at Underground Powerhouse with High In-situ Ground Stresses during Construction[J]. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*,(21.12), pp 4627-4653.
- Hyung-mok k, et al, 2013. Characterizing excavation damaged zone and stability of pressurized lined rock caverns for underground compressed air energy storage[J]. *Rock mechanics and rock engineering*, 46(5): 1113-1124.
- Li Yangfan, et al, 2013. Advances in research on excavation disturbed zone of underground openings.[J]. *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*, v.9; No.71S2:2083-2092.
- Li, S., Feng, X, et al, 2011. In situ experiments on width and evolution characteristics of excavation damaged zone in deeply buried tunnels. *Science China Technological Sciences*, 54(1), 167-174.
- Malmgren, L., Saiang, D., Töyrä, J., & Bodare, A. (2007). The excavation disturbed zone (EDZ) at Kiirunavaara mine, Sweden—by seismic measurements. *Journal of Applied Geophysics*, 61(1), 1-15.

Martino J.B. (Ed). 2003. The 2002 International EDZ Workshop on the Excavation Damage – Causes and Effects. *Atomic Energy of Canada Ltd.* Report 06819-REP-01200-10105-R00.

Tsang, C.F., F. Bernier and C. Davies, 2005. Geohydromechanical processes in the Excavation Damaged Zone in crystalline rock, rock salt, and indurated and plastic clays—in the context of radioactive waste disposal. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 42(1), 109-125.

Wang, C., Ge, X., et al 2001. The digital panoramic borehole camera system and its application [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 4, 040.

Xu Guangli, et al, 2014. EDZ Assessment for underground cavern by acoustic wave method [J]. *Earth*

Nghiên cứu trạng thái ứng suất và biến dạng của khối đất đá xung quanh đường hầm khi đào qua lớp sét

Nguyễn Văn Quang^{1,*}, Lê Hoàng Anh¹
¹Trường Đại học Công nghệ giao thông vận tải

TÓM TẮT

Trong quá trình xây dựng tàu điện ngầm chúng ta gặp phải nhiều điều kiện địa chất phức tạp khác nhau, một trong những trường hợp thường gặp là đường hầm đi qua lớp sét khi đào. Sự bền vững của khối đất đá xung quanh nóc, hông và nền đường hầm phụ thuộc vào tính chất cơ lý của lớp sét và sự tác động vào trạng thái ứng suất của khối đất đá gây ra bởi quá trình đào hầm. Trạng thái ứng suất và biến dạng của khối đất đá xung quanh đường hầm được tính toán bằng mô hình 3D trên phần mềm Abaqus sử dụng nguyên lý của phần tử hữu hạn. Điều kiện địa chất của thành phố Saint Petersburg (Liên Bang Nga) khi xây dựng tuyến tàu điện ngầm được sử dụng để nghiên cứu. Kết quả của bài toán đưa ra quy luật phân bố ứng suất-biến dạng xung quanh đường hầm khi lớp sét ở các vị trí khác nhau so với đường hầm. Trạng thái ứng suất và biến dạng của khối đất đá xung quanh đường hầm thì phụ thuộc vào độ dày của lớp sét trên nóc đường hầm. Sự thay đổi trạng thái ứng suất gây ra trong quá trình đào hầm được thể hiện qua hệ số tập trung ứng suất. Từ đó đưa ra một số kiến nghị khi xây dựng hầm qua lớp đất sét.

Từ khóa: Trạng thái ứng suất, biến dạng; lớp sét; hệ số tập trung ứng suất.

1. Đặt vấn đề

Xây dựng tàu điện ngầm trong các đô thị lớn, có mật độ dân số đông là một nhu cầu tất yếu. Ở các nước có hệ thống tàu điện ngầm phát triển thì vai trò quan trọng của nó đã được khẳng định. Loại phương tiện này có khả năng vận chuyển một lượng lớn hành khách, thuận tiện trong di chuyển nên đã góp một phần quan trọng trong việc cải thiện giao thông đô thị.

Ở các nước phát triển, hệ thống tàu điện ngầm đã được xây dựng và đưa vào sử dụng cách đây hàng trăm năm. Tuy nhiên, do tính đa dạng của điều kiện địa chất và tính chất phức tạp của quá trình xây dựng nên luôn đòi hỏi các nghiên cứu để đánh giá mức độ ổn định của đường hầm trong những điều kiện cụ thể.

Tại thành phố Saint Petersburg (Liên Bang Nga), tàu điện ngầm được quan tâm nghiên cứu từ đầu những năm của thế kỉ XX. Nhưng do điều kiện địa chất phức tạp của thành phố, cũng như những khó khăn do chiến tranh thế giới thứ 2, nên đến năm 1955 thì hệ thống tàu điện ngầm mới chính thức được mở cửa. Từ đó đến nay hệ thống này được mở rộng không ngừng. Đến nay hệ thống này gồm 5 tuyến, với 69 ga và tổng chiều dài các tuyến là 118,6 km. Mỗi ngày hệ thống đáp ứng trên 2 triệu lượt người đi lại (<https://ru.wikipedia.org>).

Thành phố Saint Petersburg được xây dựng trên một vùng đầm lầy rộng lớn, do đó nền địa chất của thành phố hết sức phức tạp. Khi xây dựng hệ thống tàu điện ngầm, các kỹ sư đã quyết định xây dựng ở độ sâu lớn, trong tầng sét, nơi mà có điều kiện địa chất thuận lợi hơn. Chính vì vậy đây là hệ thống tàu điện ngầm có độ sâu trung bình lớn nhất thế giới (<https://ru.wikipedia.org>). Lớp sét ở đây được đánh giá về mặt cơ lý là «tương đối tốt» (Кремнева P.H, 1990), tuy nhiên khi xây dựng đường hầm trong lớp sét một số vấn đề gặp phải (Протосеня А.Г, 2012): Sự khó khăn trong xác định tải trọng lên kết cấu chống tạm ở gương hầm; chưa có một lý thuyết tính toán nào có thể được áp dụng để xác định chuyển vị vùng quang gương hầm và áp lực của lớp sét lên kết cấu chống tạm ở gương. Chính vì vậy áp dụng phương pháp số để nghiên cứu trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đất đá xung quanh đường hầm để đưa ra những nhận định góp phần lựa chọn kết cấu chống tạm tại gương một cách hợp lý là cần thiết.

2. Xây dựng mô hình tính toán trên phần mềm Abaqus

Mô hình đối xứng qua trục oy, nên được xây dựng chỉ một nửa nhằm tối ưu tốc độ tính toán. Mô hình khối đất đá có kích thước với chiều sâu tính từ mặt đất là 80m, chiều rộng 40m, chiều dài (theo trục của đường hầm) 30m. Phần phía trên là lớp đất đê từ với chiều dày từ 40m đến 55m. Đường kính đào của đường hầm là 9m, nằm ở độ sâu 60m (tính từ mặt đất đến đỉnh của đường hầm), lớp sét phía trên

* Tác giả liên hệ

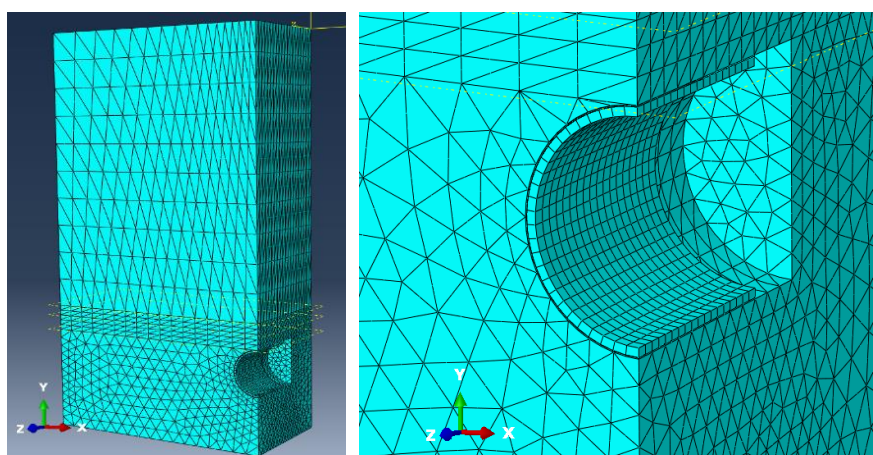
Email: quangnv@utt.edu.vn

đường hầm có chiều dày thay đổi từ 5m đến 20m. Lớp sét phía trên tiếp giáp với lớp đệ tứ là lớp sét với độ ngập nước cao, chiều dày 2m, với độ bền vững bị giảm.

Tất cả các trường hợp tính toán trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đất đá xung quanh đường hầm được tính 2 lần, trên 2 mô hình. Một mô hình “cơ sở” (mô hình khối đất đá khi chưa có đường hầm) được tạo ra để mô phỏng khối đất đá ở trạng thái nguyên sinh, cho phép nhận được các giá trị ứng suất và biến dạng của khối đất đá khi chưa có đường hầm. Trên mô hình thứ 2 “làm việc” (mô phỏng khối đất đá khi đã có đường hầm) để xác định các thông số trên khi có đường hầm. Tỷ số ứng suất của khối đá khi có đường hầm và khi ở trạng thái nguyên sinh là hệ số tập trung ứng suất.

Khối đất đá và vỏ chống được mô hình hóa bằng phần tử sáu cạnh. Ở giữa lớp đất đá và kết cấu chống là một lớp đệm, trong mô hình được thể hiện là lớp đồng nhất. Sự tương tác qua lại giữa khối đất đá-lớp đệm-vỏ chống được mô hình thông qua hệ số ma sát.

Trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đá được phân tích trên các mặt cắt ngang : mặt cắt №1-cách gương hầm 6m ; mặt cắt №2- cách gương hầm 3m ; mặt cắt №1 – trùng với gương hầm. Trong mô hình các giá trị σ_y - ứng suất theo phương đứng ; σ_x, σ_z - ứng suất theo phương ngang ; $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ - các ứng suất theo phương tiếp tuyến.



Hình 1. Mô hình phần tử hữu hạn trong Abaqus

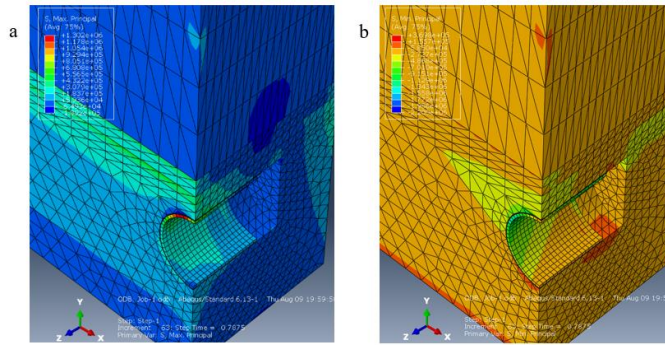
Bảng 1. Tính chất cơ lý của lớp đất đá được sử dụng trong mô hình (Кремнева P.H, 1990)

Loại đất	Modul đàn hồi (Mpa)	Hệ số Poatxong	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Lực kết dính (MPa)	Góc nội ma sát (độ)
Lớp đệ tứ	50	0,30	17,5	0,06	18
Lớp đất sét kaolinit	176	0,23	21,6	0,54	23
Lớp sét ngập nước*	90	0,30	21,0	0,27	18

* Ghi chú: lớp sét có độ bão hòa nước cao nằm ở phân giới với lớp đệ tứ.

3. Phân tích kết quả

Trong phân tích kết quả của mô hình để tìm ra quy luật phân bố lại trạng thái ứng suất-biến dạng khi đào hầm hệ số tập trung ứng suất (K_σ) được sử dụng. Sự thay đổi của hệ số tập trung ứng suất được xác định trên các độ sâu (H, m) khác nhau so với mặt đất, và cách tâm của đường hầm từ 0m đến 30m (bằng 6,6 lần bán kính). Ở khoảng cách 30m trạng thái ứng suất-biến dạng khi đào hầm coi như bằng trạng thái ứng suất-biến dạng của khối đất đá khi ở trạng thái nguyên sinh. Hệ số tập trung ứng suất được sử dụng vì giá trị tuyệt đối của ứng suất sẽ khó phân tích và không rõ ràng do sự thay đổi của độ dày các lớp đệ tứ và lớp sét khiến cho ứng suất đứng $\sigma_y = \gamma H$ bị thay đổi theo.



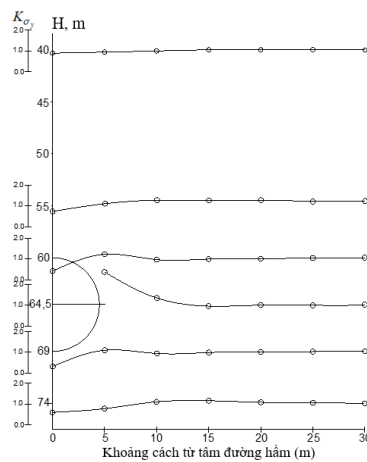
Hình 2. Kết quả phân tích ứng suất khối đất đá xung quanh đường hầm (chiều dày lớp sét từ nóc hầm bằng 5m) a- σ_y ; b- σ_x

Ứng suất ngang của khối đất đá trước khi đào hầm được là $\sigma_x = \sigma_z = \lambda \gamma H = (0,306-0,31) \gamma H$, với λ là hệ số nở hông, tương ứng với giá trị của hệ số Poaxong 0,23-0,3.

Kết quả tính toán từ mô hình về sự thay đổi của hệ số tập trung ứng suất tại mặt cắt №1 khi chiều dày lớp sét từ nóc hầm bằng 5m được thể hiện ở bảng 2 và hình 3.

Bảng 2. Sự thay đổi của hệ số tập trung ứng suất tại mặt cắt №1 (chiều dày lớp sét bằng 5m)

Độ sâu so với mặt đất (m)	Ứng suất	Khoảng cách từ tâm đường hầm theo phương ngang (m)						
		0	5	10	15	20	25	30
40	σ_y	0,95	0,96	0,98	0,99	1,0	1,0	1,0
	σ_x	1,04	1,04	1,03	1,02	1,01	1,0	1,0
55	σ_y	0,76	0,92	1,02	1,01	1,01	1,0	1,0
	σ_x	1,09	1,08	0,98	0,95	0,96	0,98	1,0
60 (đỉnh hầm)	σ_y	0,4	1,2	0,93	0,95	0,97	0,99	1,0
	σ_x	0,66	1,18	0,75	0,85	0,92	0,97	1,0
64,5 (tâm đường hầm)	σ_y		2,42	1,15	0,97	0,98	0,99	1,0
	σ_x		1,65	0,85	1,23	1,10	1,03	1,0
69 (chân hầm)	σ_y	0,35	1,03	0,97	0,97	0,98	0,99	1,0
	σ_x	0,38	0,95	0,88	0,95	0,98	0,99	1,0
74	σ_y	0,58	0,86	1,04	1,03	1,01	1,01	1,0
	σ_x	0,9	0,99	0,93	0,95	0,97	0,99	1,0



Hình 3. Sự thay đổi của hệ số tập trung ứng suất ở các độ sâu khác nhau tại mặt cắt №1 (chiều dày lớp sét từ nóc hầm bằng 5m)

Dựa vào kết quả tính toán ta có thể nhận thấy rằng hệ số tập trung ứng suất lớn nhất K_{σ_y} tại vị trí hông đường hầm và có giá trị bằng 2,42. Tại nóc hầm, tính từ biên hầm, ứng suất σ_y tăng chậm theo khoảng cách và đạt gần bằng giá trị ứng suất nguyên sinh tại vị trí 20m so với tâm đường hầm. Tại chân hầm, giá trị ứng suất $\sigma_y = (0,35-0,38) \gamma H$.

Ứng suất theo phương ngang σ_x ở lớp sét phía trên đường hầm lớn hơn ứng suất nguyên sinh. Tại độ sâu 55m (cách nóc hầm 5m), giá trị lớn nhất của ứng suất ngang được ghi nhận là $1,09\gamma H$.

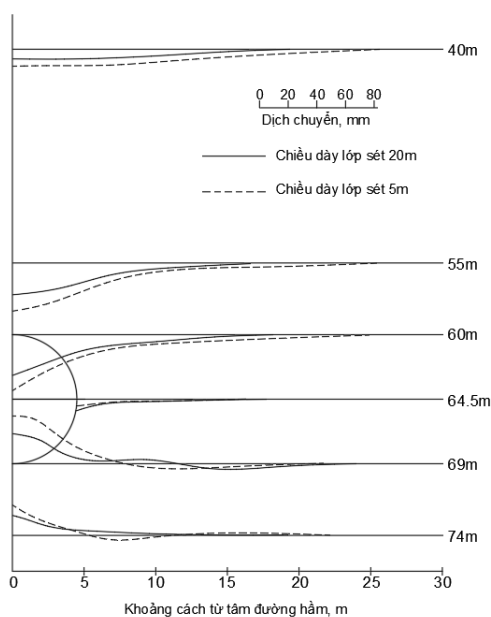
Sự thay đổi của hệ số tập trung ứng suất theo chiều dày lớp sét ở nóc hầm tại các mặt cắt №2 và №3 được thể hiện trong bảng 3.

Bảng 3. Sự phụ thuộc của hệ số tập trung ứng suất theo phương đứng và phương ngang vào chiều dày lớp sét

Vị trí	Chiều dày lớp sét, m	Tại mặt cắt №2		Tại mặt cắt №3	
		Ứng suất đứng	Ứng suất ngang	Ứng suất đứng	Ứng suất ngang
Góc trên	5	1,12	1,21	1,32	1,88
	20	1,08	1,07	1,18	1,56
Ở giữa	5	1,21	0,25	1,18	0,03
	20	1,16	0,24	1,13	0,02
Góc dưới	5	1,07	0,96	1,12	1,25
	20	1,06	0,96	1,08	1,22

Theo kết quả từ bảng 3 có thể nhận thấy, tại mặt cắt №3 (trùng với gương hầm), ứng suất ngang tập trung lớn hơn ứng suất nguyên sinh từ 1,56-1,88 lần, còn tại mặt cắt №2 là 1,07-1,21 lần. Hệ số tập trung ứng suất giảm khi chiều dày lớp sét tăng, điều này được giải thích là do lớp sét có tính chất cơ lý “tương đối tốt” và cách xa được lớp sét ngậm nước phân cách với tầng địa tứ.

Tương ứng với sự thay đổi của trạng thái ứng suất là sự biến dạng của khối đất đá xung quanh đường hầm. Hình 4 thể hiện độ lớn và hướng của biến dạng của khối đất đá xung quanh hầm tại gương hầm ở các độ sâu khác nhau tại mặt cắt №3.



Hình 4. Dịch chuyển của khối đất đá xung quanh đường hầm tại mặt cắt №3

Từ kết quả có thể thấy rõ rằng sự dịch chuyển của khối đá hướng vào khoang hầm. Với chiều dày lớp sét mỏng hơn (5m) thì độ dịch chuyển lớn hơn. Độ dịch chuyển lớn nhất được nhận thấy ở vùng trung tâm, quanh đường hầm. Biến dạng ở chân hầm nhỏ ở đỉnh hầm. Độ dịch chuyển giảm theo khoảng cách tâm hầm đến mặt đất. Tại mặt cắt №3 giá trị dịch chuyển lớn nhất tại nóc hầm khi chiều dày lớp sét 5m là 52 mm, khi chiều dày lớp sét dày 20m là 33mm. Tại các mặt cắt №1 và №2, sự dịch chuyển diễn ra tương tự, nhưng với giá trị nhỏ hơn.

4. Kết luận

Khi xây dựng đường hầm qua lớp sét, trạng thái ứng suất và biến dạng của khối đất đá xung quanh đường hầm có sự thay đổi lớn. Qua kết quả nghiên cứu có thể đưa đến một số kết luận sau:

- Chiều dày lớp sét (tính từ nóc hầm) ảnh hưởng đến mức độ tập trung ứng suất và độ dịch chuyển của khối đá xung quanh hầm. Ứng suất tập trung và dịch chuyển của khối đất đá tăng khi chiều dày lớp sét giảm.

- Hệ số tập trung ứng suất đứng lớn nhất được ghi nhận ở vị trí hông hầm ở mặt cắt №1 với giá trị 2,42. Hệ số tập trung ứng suất ngang lớn nhất tại góc phía trên gương hầm với giá trị 1,88.

- Tại mặt cắt №3 (trùng với gương hầm), độ dịch chuyển khối đất đá ở vùng xung quanh hầm là lớn nhất. Dịch chuyển theo hướng vào khoang hầm, lớn nhất ở nóc và nền. Khi chiều dày lớp sét là 5m, giá trị dịch chuyển lớn nhất ở nóc hầm tại mặt gương là 52mm.

Các kết luận trên góp phần cho việc lựa chọn kết cấu chống tạm ở gương đường hầm khi thi công một cách hợp lý.

Tài liệu tham khảo

https://ru.wikipedia.org/wiki/Петербургский_метрополитен.

Протосеня А.Г. *О постановке задач по расчету нагрузок на капитальные выработки и тоннели.// Устойчивость и крепление горных выработок. Крепление и поддержание горных выработок./ Санкт-Петербургский горный институт. 2012.*

Кремнева Р.Н. *Инженерно –геологические и гидрогеологические условия сооружения Ленинградского метрополитена. ЦБТИ. 1960.*

ABSTRACT

Research on the state of stress-deformation of rock mass around tunnel when tunnel is excavated in the clay layer

Nguyen Van Quang^{1,*}, Le Hoang Anh¹

¹*University of transport and technology*

In process of building tunnel, some different geological conditions can be found, one in the common case of them tunnel is driven in the clay layer. The strength of rock mass around crown, shoulder and bottom of tunnel depends on physical properties of clay and the impact on the state of stress of rock mass caused by the tunneling process. The state of stress-deformation of rock mass around tunnel is calculated by 3D model on Abaqus software using principle of finite element method. Geological conditions of Saint Petersburg city (Russia) in process of building metro lines are used in this research. The distribution of stress-strain around the tunnel is given as the result of the research. The state of stress-deformation of rock mass around tunnel depends on the thickness of the clay layer on top of the tunnel. The change of the state of stress in process of building tunnel is shown by the stress concentration coefficient. Some suggestions for building tunnels in the clay layer are given.

Key words: The state of stress-deformation; clay layer; the stress concentration coefficient.

Đề xuất giải pháp nâng cao khả năng chịu tải của neo trong than

Vũ Đức Quyết^{1,*}, Trần Thanh Hùng¹
¹Trường Đại học Công nghiệp Quảng Ninh

TÓM TẮT

Khi neo được sử dụng để chống ở đường lò dọc vỉa đào bám trụ trong vỉa than dày, đầu neo thường được cố định trong than, lực cố định đầu neo thường rất thấp, đó là nguyên nhân chính làm giảm khả năng chịu tải của neo. Mà đường lò thường có biến dạng và phá hủy rất mạnh, gây ra tải trọng rất lớn tác dụng lên thanh neo. Nếu khả năng chịu tải của neo thấp, khó mà giữ được ổn định cho đường lò, nguy cơ xảy ra sập lò rất cao. Để ngăn ngừa hiện tượng này, bài báo đã căn cứ vào kết quả thực nghiệm kéo rút neo trong than, đánh giá ảnh hưởng của các yếu tố đối với khả năng chịu tải của neo, từ đó đề xuất giải pháp nâng cao khả năng chịu tải cho neo.

Từ khóa: Khả năng chịu tải của neo; lực cố định đầu neo; chiều dài cố định đầu neo; lực kéo rút neo

1. Đặt vấn đề

Hiện nay trung bình mỗi năm ngành than phải đào chống từ 250-300 km đường lò, trong đó các đường lò trong đá chiếm khoảng 25%, các đường lò trong than chiếm khoảng 75%. Theo kế hoạch của Tập đoàn TKV, năm 2018 mét lò chống neo đạt 10% tổng số mét lò đào mới, năm 2019 đạt 20% tổng số mét đào lò mới, năm 2020 đạt 30% tổng số mét đào lò mới, đến năm 2030 phần đầu 70% mét lò đào trong đá chống neo, 30% mét lò đào trong than chống neo (<http://www.thanthongnhat.vn>). Như vậy, tương lai số mét lò đào trong than chống bằng neo rất lớn và chủ yếu là các đường lò dọc vỉa. Đường lò dọc vỉa đào trong than do chịu ảnh hưởng của khai thác thường có biến dạng và phá hủy mạnh, gây ra tải trọng rất lớn tác dụng lên thanh neo (Vũ Đức Quyết và nnk, 2017). Mặt khác do đầu neo thường được cố định trong than, nên lực cố định của neo rất thấp, làm cho khả năng mang tải của neo giảm mạnh (Tịnh Hồng Văn và nnk, 2013). Trong trường hợp này, nếu sử dụng neo thông thường để chống giữ, khó mà giữ ổn định cho đường lò, nguy cơ xảy ra sập lò cao. Ngoài ra, neo chống ở lò than làm việc theo nguyên lý tạo vòm nên cần phải tạo dự ứng lực cao (Vũ Đức Quyết và nnk, 2016; Khang Hồng Phô và Vương Kim Hoa, 2007; Vi Tư Giang và Lí Ngọc Phú, 2013), điều này càng cần neo phải có khả năng chịu tải lớn. Trong khi đó, khả năng chịu tải của neo than lại phụ thuộc nhiều vào lực cố định của đầu neo, mà lực cố định của neo lại được quyết định bởi lực kháng trượt giữa thanh neo với chất dính kết, cường độ kháng cắt của chất dính kết, lực kháng trượt giữa đất đá và chất dính kết, cường độ kháng cắt của than ở thành lỗ khoan, tỉ lệ chênh lệch giữa đường kính thanh neo và đường kính lỗ khoan (Vũ Đức Quyết, 2015). Thực tế người ta đã sử dụng neo cánh xoắn để chống ở lò than, nhờ đó đã nâng cao đáng kể khả năng cố định của neo (Khang Hồng Phô và Vương Kim Hoa, 2007; Hà Mãn Triều và nnk, 2004), nhưng do cấu tạo hình học của neo cánh xoắn lại làm giảm khả năng chịu kéo của nó. Do đó, khả năng chịu tải của neo vẫn chưa đáp ứng được yêu cầu chống giữ ở lò than. Vì vậy, cần phải tiến hành nghiên cứu thêm về vấn đề này. Để giải quyết vấn đề này, bài báo đã thông qua kết quả thực nghiệm kéo rút neo, đánh giá được các yếu tố ảnh hưởng đến khả năng chịu tải của neo, từ đó đề xuất giải pháp nâng cao khả năng chịu tải cho neo.

2. Nghiên cứu đánh giá các yếu tố ảnh hưởng đến khả năng chịu tải của neo trong than

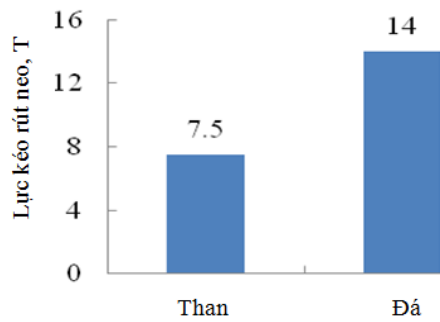
Trên cơ sở sử dụng tổ hợp thiết bị kéo rút neo ENERPAC của Mỹ, tiến hành thử nghiệm kéo rút tại hiện trường, từ đó đánh giá được các yếu tố ảnh hưởng đến khả năng chịu tải của neo như sau:

2.1. Ảnh hưởng tính chất cơ lý của than đá đối với khả năng chịu tải của neo

Sau khi thí nghiệm kéo rút neo tại hiện trường với neo cố định trong than và đá, cùng sử dụng chất dẻo MSK2360 và neo MSGLW-400/20×2000 có đường kính 20mm, chiều dài 2m, với chiều dài cố định đầu neo như nhau, kết quả thí nghiệm thể hiện ở hình 1 (Tịnh Hồng Văn và nnk, 2013).

* Tác giả liên hệ

Email: quyetvu1980@gmail.com



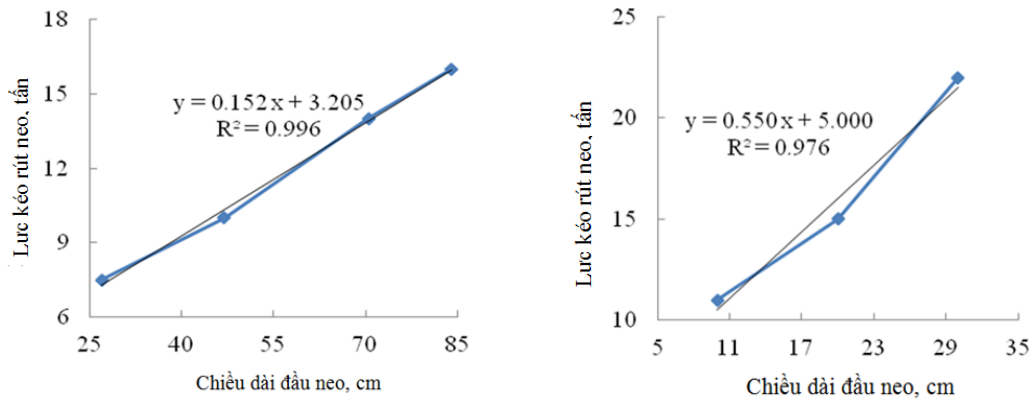
Tính chất than đá cố định neo

Hình 1. Kết quả thí nghiệm đo lực kéo rút neo trong than và đá

Từ hình 1 cho thấy, khi neo cố định trong than khả năng chịu tải của neo là 7,5 tấn. Còn khi cố định trong đá là 14 tấn, tăng lên 87% so với khi cố định trong than. Kết quả thể hiện rõ, tính chất cơ lý của đất đá ảnh hưởng rất lớn đến lực cố định neo.

2.2. Ảnh hưởng chiều dài đầu neo và đường kính neo đối với khả năng chịu tải neo

Thực nghiệm kéo rút đối với neo MSGLW-400/20×2000 và neo MSGLW-400/22×2000 có đường kính lần lượt là 20 mm và 22 mm, chống ở đường lò than với chiều dài cố định đầu neo thay đổi ta có được mối quan hệ giữa chiều dài cố định đầu neo với lực kéo rút neo (hình 2), kết quả cho thấy:



a) Neo đường kính $\Phi 20\text{mm}$

b) Neo đường kính $\Phi 22\text{mm}$

Hình 2. Quan hệ giữa lực kéo rút neo với chiều dài cố định của đầu neo

- Quan hệ giữa lực kéo rút neo và chiều dài cố định đầu neo với neo có đường kính 20mm và 22mm đều có dạng hàm quan hệ tuyến tính, được thể hiện bởi công thức (1) và (2). Qua đây cho thấy khi chiều dài cố định đầu neo tăng thì lực kéo rút neo tăng lên.

$$y_{20} = 0,152x + 3,205 \quad R^2 = 0,996 \quad (1)$$

$$y_{22} = 0,55x + 5,00 \quad R^2 = 0,976 \quad (2)$$

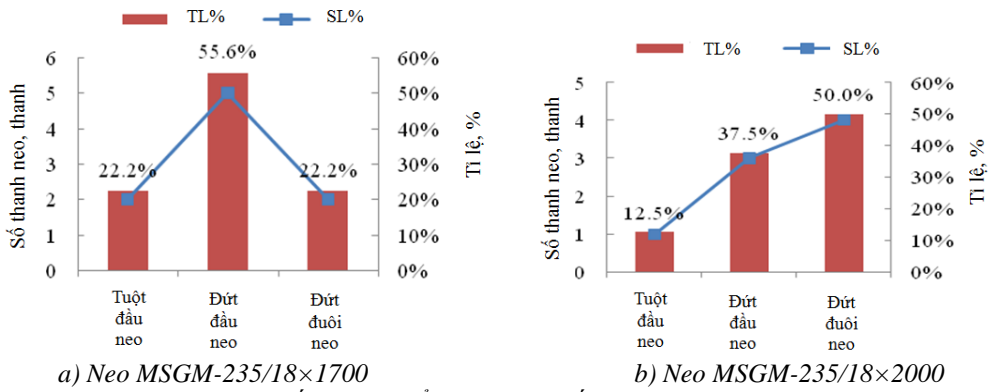
Trong đó: x - Chiều dài cố định neo, cm; y_{20} , y_{22} - Lực kéo rút neo với đường kính 20mm và 22mm.

- Khi đường kính neo tăng thì hệ số góc của hàm số quan hệ giữa lực kéo rút neo với chiều dài cố định đầu neo cũng tăng. Với neo có đường kính 20mm thì hệ số góc của hàm số là 0,152, còn khi đường kính neo là 22mm thì hệ số góc của hàm số là 0,55, tăng 3,618 lần so với neo có đường kính 20mm. Có thể thấy, tăng đường kính neo sẽ phát huy được tương đối lớn lực cố định neo.

2.3. Đánh giá khả năng chịu tải của neo đầu cánh xoắn khi chống ở lò than

Neo đầu cánh xoắn còn lấy tên gọi là neo kháng kéo rút cao được sử dụng để nâng cao khả năng cố định đầu neo trong than (Khang Hồng Phở và Vương Kim Hoa, 2007). Để làm rõ hơn vấn đề này, tiến hành kiểm nghiệm với thanh neo đầu cánh xoắn MSGM-235/18, chống giữ ở hông lò hoàn toàn trong than, mỗi một thanh neo sử dụng một túi chất dẻo mã hiệu MSK3535 để cố định neo, neo có chiều dài 1700mm và 2000mm, kết quả thí nghiệm (hình 3) cho thấy:

- Số thanh neo đầu cánh xoắn có chiều dài 1700mm bị kéo tuột là 2 thanh, bị kéo đứt ở đầu cánh xoắn 5 thanh và kéo đứt ở đoạn đuôi neo được tiện ren là 2 thanh, chiếm tỉ lệ so với tổng số thanh theo thí nghiệm lần lượt là 22,2%, 55,6% và 22,2%; Còn đối với thanh neo có chiều dài 2000mm thì số thanh neo bị kéo tuột là 1 thanh, bị kéo đứt ở đầu cánh xoắn 3 thanh và kéo đứt ở đoạn đuôi neo được tiện ren là 4 thanh chiếm tỉ lệ so với tổng số lượng thanh theo thí nghiệm lần lượt là 12,5%, 37,5% và 50%.



Hình 3. Kết quả đo kiểm tra dạng mất hiệu quả kéo rút neo

- Đối với neo đầu cánh xoắn có chiều dài 1700mm chủ yếu bị kéo đứt ở đầu cánh xoắn là chính, còn với neo có chiều dài 2000mm chủ yếu bị kéo đứt ở phần đuôi neo tiện ren là chính. Nhưng gộp lại, thì neo bị kéo đứt tại phần đuôi tiện ren là 35,3%, còn ở đầu cánh xoắn là 47,1% chiếm gần một nửa. Nguyên nhân chủ yếu của hiện tượng này là do gia công tôi đất đầu cánh xoắn đã làm cường độ của nó giảm đi.

- Khi thực nghiệm kéo rút, hiện tượng đầu neo bị kéo tuột rất ít, chỉ chiếm 17,6%. Điều này cho thấy, neo đầu cánh xoắn đã ngăn được hiện tượng kéo tuột đầu neo tương đối tốt. Nhưng đồng thời cũng thấy được đoạn đầu cánh xoắn và đoạn đuôi tiện ren của neo là vị trí xung yếu của loại neo này. Đây là nguyên nhân cơ bản làm giảm khả năng chịu tải của nó.



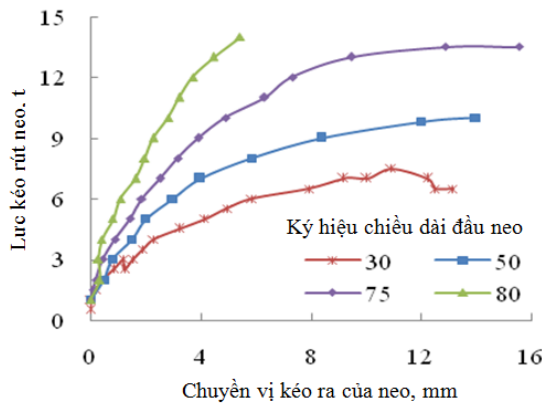
(a) Neo bị kéo đứt tại đuôi tiện ren

(b) Neo kéo đứt tại đầu cánh xoắn

Hình 4. Hình ảnh thể hiện các dạng phá hủy của neo đầu cánh xoắn

2.4. Đánh giá ảnh hưởng của chiều dài cố định đầu neo đối với chuyển vị neo

Sau khi thực nghiệm kéo rút neo HRB400 với chiều dài cố định đầu neo khác nhau, ghi lại lực kéo neo và chuyển vị của neo bị kéo trôi ra (chuyển vị neo), ta thiết lập được đồ thị thể hiện quan hệ giữa chiều dài cố định đầu neo với chuyển vị neo (hình 5).



Hình 5. Đường cong quan hệ lực kéo rút neo ở nóc lò than và chuyển vị

Từ Hình 5 cho thấy, nếu tăng chiều dài cố định đầu neo thì góc nghiêng của đồ thị thể hiện quan hệ giữa lực kéo rút neo và chuyển vị neo cũng tăng và có xu thế chuyển sang trạng thái biến dạng đàn hồi. Ngoài ra còn thấy được, nếu chiều dài cố định neo tương đối ngắn, khi đó chỉ hơi tăng lực kéo rút neo thì đoạn cố định neo đã bị trượt, lực kháng kéo rút neo chủ yếu được cung cấp bởi lực ma sát của đoạn đầu

neo. Khi chiều dài cố định đầu neo đủ lớn, thì trong quá trình kéo rút neo, lúc đầu thể hiện trạng thái biến dạng đàn hồi, khi lực kéo rút neo đạt đến giá trị nhất định thì đoạn cố định đầu neo mới bắt đầu bị trượt.

2.5. Đánh giá ảnh hưởng chênh lệch của “3 đường kính” đối với lực cố định neo

Ảnh hưởng chênh lệch của “3 đường kính” khi chống giữ neo chất dẻo là chỉ sự chênh lệch giữa đường kính lỗ khoan, đường kính thanh neo và đường kính thoi chất dẻo ảnh hưởng đến lực cố định của neo. Kết quả khảo sát thực tế cho thấy, nếu tỉ lệ chênh lệch giữa 3 đường kính nhỏ sẽ nâng cao được lực cố định của đầu neo. Ngược lại, nếu sự chênh lệch của 3 đường kính mà lớn sẽ làm giảm lực cố định neo, nguyên nhân có thể giải thích như sau:

- Khi đường kính lỗ khoan quá lớn so với đường kính thanh neo, khi khuấy trộn, chất dẻo sẽ từ trong lỗ khoan chảy ra ngoài và không được nén chặt, chất dẻo không chui được vào các khe nứt xung quanh thành lỗ khoan, khi đông cứng thường bị xốp, lực dính kết bị giảm.

- Khi đường kính thanh neo quá nhỏ so với đường kính túi chất dẻo, khi lắp đặt, thanh neo chỉ đâm xuyên qua túi chất dẻo mà không làm vỡ và khuấy trộn đều được túi chất dẻo, chất dẻo không đạt được lực nén ép cần thiết, cũng không chui vào lấp kín khe nứt xung quanh lỗ khoan, không phát huy được hết tác dụng vốn có của nó, dẫn đến khi kéo rút neo thì toàn bộ thanh neo bị kéo tụt khỏi lỗ khoan. Kết quả khảo sát thu được tại đường lò 2505 mỏ than Hồ Long Cầu cũng cho thấy rõ, do sự không cân đối 3 đường kính nên khi hông lò xảy ra phá hủy bóc tách đã rút toàn bộ thanh neo ra khỏi lỗ khoan, thanh neo chỉ xuyên qua túi chất dẻo mà chưa khuấy trộn đều được túi chất dẻo (hình 6) (Tĩnh Hồng Văn và nnk, 2013).



Hình 6. Hình dạng phá hủy của đoạn cố định đầu neo có đường kính 18mm

- Mặt khác do yêu cầu thực tế chống giữ mà đường kính và chiều dài thanh neo tăng lên. Vì vậy, khi khoan lỗ khoan phải tăng đường kính mũi khoan và chiều dài choòng khoan lên, còn đường kính choòng khoan thường giữ nguyên. Do đó lực kháng khi khoan lớn, độ uốn cong và độ rung choòng khoan tăng mạnh, làm đường kính lỗ khoan thực tế lớn hơn rất nhiều so với yêu cầu, khiến cho sự chênh lệch giữa 3 đường kính tăng, làm giảm lực cố định của thanh neo.

- Ngoài ra, khi lắp đặt neo mà không làm sạch lỗ khoan sẽ làm giảm lực dính kết và lực kháng bên giữa chất dẻo với than đá xung quanh lỗ khoan, khiến lực cố định đầu neo giảm.

3. Nghiên cứu đề xuất giải pháp nâng cao khả năng chịu tải của neo trong than

Với kết quả nghiên cứu thực nghiệm kéo rút neo tại các đường lò than cho thấy, khả năng chịu tải của neo trong than thường thấp hơn rất nhiều so với neo đá. Nguyên nhân chủ yếu là do đầu neo được cố định ở trong than làm khả năng kháng kéo rút neo giảm 46,4% so với neo trong đá. Ngoài ra, với đặc thù biến dạng và phá hủy của các đường lò đào trong than (lò dọc vỉa) thường rất lớn, neo sử dụng để chống giữ trong than lại làm việc theo nguyên lý tạo vòm cần tạo được dự ứng lực cao. Vì vậy, để nâng cao khả năng chịu tải của neo trong điều kiện này thì phải lựa chọn neo có cường độ chịu kéo cao, tỉ lệ giãn dài lớn và đặc biệt là phải đưa ra giải pháp nâng cao khả năng cố định đầu neo trong than. Mặt khác cũng phải chú ý làm thế nào để nâng cao khả năng cố định của neo mà không ảnh hưởng đến khả năng tạo vòm gia cường neo. Để đáp ứng được yêu cầu đặt ra như trên, cần phải có các giải pháp như sau:

- Chọn loại thép HRB500 hoặc HRB600 làm thanh cốt neo, với loại thép này do có cường độ chịu kéo, uốn và cắt cao sẽ nâng cao khả năng chịu lực cho neo. Ngoài ra, thép còn có tỉ lệ giãn dài lớn, lên tới 25%, điều này giúp làm tăng khả năng linh hoạt cho neo, giảm áp lực đất đá tác dụng lên chúng, đảm bảo neo có thể chống giữ được ở đường lò có biến dạng lớn.

Bảng 1. Tham số kỹ thuật chủ yếu của thanh neo cường độ cao (Vũ Đức Quyết, 2015)

Chất liệu thép neo	Đường kính (mm)	Độ dài (m)	Tải trọng giới hạn (T)	Tải trọng kháng kéo (T)	Tỉ lệ dẫn dài
HRB500	20	2,0÷2,5	18	24	25%
	22	2,0÷2,5	21	28	18%
HRB600	20	2,0÷2,6	22	27	20%
	22	2,0÷2,6	22	30	18%

- Nâng cao khả năng cố định đầu neo trong than bằng những giải pháp tổng thể như sau:

+ Kết quả thực nghiệm ở trên đã chứng minh được, sử dụng neo đầu cánh xoắn đã nâng cao được khả năng cố định đầu neo trong than. Nhưng do kích thước hình học của đầu neo cánh xoắn đã làm tổn hại đến tính chất cơ học của thanh neo, khiến cho cường độ chịu tải của nó giảm. Thực nghiệm kéo rút neo tại hiện trường cho thấy khả năng chịu tải của nó không lớn hơn 7,5t, nên không thể tạo được hiệu quả chống giữ cao. Vì vậy, để khắc phục vấn đề này, đề xuất sử dụng thanh neo với đầu dạng hình con rắn (hình 7).



Hình 7. Thanh neo thép xoắn dự ứng lực cao với đầu neo hình con rắn (Vũ Đức Quyết, 2015)

So với neo đầu cánh xoắn và neo thường, neo đầu hình rắn vốn có 3 ưu điểm:

① Có thể tạo được cường độ cao, neo đầu hình rắn có thể là neo cường độ cao hoặc siêu cao, có thể đáp ứng được yêu cầu chống giữ cường độ cao trong khu vực ứng suất cao hoặc khu vực ảnh hưởng của tải trọng động do khai thác mỏ gây ra.

② Có thể khuấy trộn đều chất dẻo tốt hơn, hiệu quả cố định tốt hơn so với neo cánh xoắn ở trong cùng điều kiện.

③ Với đầu neo dạng hình rắn sẽ không làm hạ thấp cường độ chịu kéo của thanh neo do ảnh hưởng của cấu tạo hình dạng mà neo đầu cánh xoắn thường xuyên gặp phải.

Ngoài ra, do kết cấu nổi lõm của đầu neo hình rắn sẽ làm gia tăng lực ma sát và lực dính kết giữa chất dẻo và neo, do đó đã nâng cao được lực cố định neo trong than.

Tuy nhiên, neo có đầu dạng hình rắn cũng có nhược điểm là chế tạo phức tạp, một số vị trí của đầu neo phình to hơn đường kính thanh neo đã làm giảm lượng chất dẻo liên kết giữa neo và đất đá xung quanh lỗ khoan. Điều này có thể sẽ làm giảm lực cố định của đầu neo. Nhưng với độ phình không quá lớn so với đường kính thanh neo (2mm) mà sự chênh lệch giữa đường kính thanh neo và lỗ khoan từ 6÷10mm nên ít ảnh hưởng đến lực cố định neo. Bên cạnh đó lại sử dụng vành ép chất dẻo, nó vừa có tác dụng ép chất dẻo, vừa có tác dụng giữ cho thanh neo luôn ở giữa lỗ khoan nên đã khắc phục được nhược điểm này.

Thực tế thử nghiệm kéo rút neo tại hiện trường ở cùng điều kiện đã chứng minh, sử dụng neo đầu hình rắn đã nâng cao lực cố định của đầu neo lên 55% so với neo thông thường (Vũ Đức Quyết, 2015).

+ Tăng đường kính thanh neo (dùng neo đường kính 22mm) sẽ nâng cao lực cố định neo mà vẫn tạo được dự ứng lực cao cho neo và vòm gia cường có khả năng chịu tải lớn (Vũ Đức Quyết và nnk, 2017).

+ Tăng chiều dài cố định đầu neo nhằm tăng khả năng cố định đầu neo mà không ảnh hưởng đến chiều dày vòm gia cường bằng việc dùng 2 loại chất dẻo, một loại đông cứng nhanh và một loại đông cứng chậm, túi chất dẻo đông cứng nhanh được đưa vào trước, sau đó đưa túi chất dẻo đông cứng chậm vào. Khi lấp thanh cốt neo, chất dẻo đông cứng nhanh sẽ đông cứng trước, lúc này tạo dự ứng lực cho neo. Khi đã tạo dự ứng lực cho neo thì chất dẻo đông cứng chậm mới đông cứng, nhờ đó mà tăng được chiều dài cố định neo nhưng không ảnh hưởng đến chiều dày vòm tạo dự ứng lực (Vũ Đức Quyết và nnk, 2016).

+ Tránh để xảy ra hiện tượng chênh lệch “3 đường kính” quá lớn. Để đảm bảo nâng cao hiệu quả cố định đầu neo, thì sự chênh lệch giữa đường kính lỗ khoan và đường kính thanh neo nên chọn bằng 6÷10mm, giữa đường kính lỗ khoan và đường kính thoi chất dẻo bằng 4÷8mm. Khi khoan những lỗ khoan neo có chiều dài và đường kính lớn, ngoài việc tăng đường kính mũi khoan và chiều dài chèo khoan còn phải chú ý chọn loại chèo khoan có độ cứng tăng lên và máy khoan có công suất lớn nhằm giảm độ dao động, ngăn hiện tượng đường kính lỗ khoan bị mở rộng hơn so với thiết kế. Mặt khác để chất dẻo được nén ép chặt và không bị chảy ra ngoài, thì ở vị trí giáp đầu neo bố trí vành chắn.

4. Kết luận

Qua nghiên cứu bằng thực nghiệm đã chứng minh được, nguyên nhân chính làm giảm khả năng chịu tải của neo trong than là do sự thay đổi tính chất cơ học của khối đá. Đồng thời cũng cho thấy, khi sử dụng neo cánh xoắn đã làm gia tăng đáng kể khả năng cố định neo trong than, nhưng lại làm giảm đáng kể khả năng chịu tải của thanh neo. Còn nếu đường kính thanh neo và chiều dài cố định neo tăng thì lực cố định neo cũng tăng. Nhưng sự chênh lệch 3 đường kính mà lớn lại làm giảm lực cố định đầu neo.

Để nâng cao khả năng chịu tải cho neo than cần phải có giải pháp tổng thể, kết hợp giữa sử dụng neo cường độ cao có đầu dạng hình con rắn, cùng với sử dụng neo đường kính lớn (22mm), tăng chiều dài cố định neo có chú ý đến yêu cầu tạo dự ứng lực và tạo vòm gia cường cho neo và giải pháp giảm sự chênh lệch của 3 đường kính. Qua đó đã nâng cao được khả năng chịu tải của neo lên 55% so với neo thường.

Kết quả nghiên cứu này có ý nghĩa hết sức quan trọng, đã chứng minh được khi cố định neo trong than vẫn đảm bảo được lực cố định cao, vẫn tạo được dự ứng lực cao cho neo nhằm tạo ra vòm gia cường đảm bảo có khả năng tự chịu tải cao, giữ được ổn định cho đường lò. Đồng thời cũng là căn cứ để Tập đoàn Than khoáng sản Việt Nam thực hiện kế hoạch chuyển từ việc sử dụng kết cấu chống giữ truyền thống sang chống giữ hoàn toàn bằng neo.

Tài liệu tham khảo

Vi Tư Giang, Lí Ngọc Phú (2013), Sự hình thành vòm gia cố neo dưới tác dụng của neo dự ứng lực và mô hình mẫu mất ổn định của neo, *Tạp chí than của Trung Quốc*, tập 38, Tr.2126-2132 (tiếng Trung).

Khang Hồng Phở, Vương Kim Hoa, 2007. *Kỹ thuật đồng bộ và lý luận về chống giữ neo ở đường lò đào trong than*. NXB Công nghiệp Than, Bắc Kinh(tiếng Trung).

Vũ Đức Quyết, 2015. *Quy luật biến dạng phá hủy đường lò dọc vỉa tiết diện lớn trong vỉa than đặc biệt dày chịu ảnh hưởng của mắc ma xâm nhập và biện pháp khống chế*, Luận án tiến sĩ, ĐH Mỏ Trung Quốc, Từ Châu(tiếng Trung).

Vũ Đức Quyết và nnk, 2016. Ứng dụng phần mềm Flac3D nghiên cứu sự hình thành vùng ứng suất gia cường cho khối đá ở nóc lò khi gia cố bằng neo dự ứng lực. *Tuyển tập các công trình khoa học kỷ niệm 50 năm thành lập Bộ môn “Xây dựng CTN và mỏ”*, ĐH Mỏ - Địa chất, NXB KHTN và CN.

Vũ Đức Quyết và nnk, 2017. Nghiên cứu đề xuất giải pháp kỹ thuật chống giữ phối hợp giữa neo và neo cáp chịu lực lớn phục vụ khai thác hầm lò dọc vỉa. *Đề tài nghiên cứu khoa học cấp Bộ*, Bộ Công thương, Bộ Công thương, 103.

Hà Mãn Triều, nnk, 2004. *Thực tiễn và lý luận chống giữ neo trong các Mỏ than Trung Quốc*. NXB Khoa học, Bắc Kinh(tiếng Trung).

Tịnh Hồng Văn và nnk, 2013. *Nghiên cứu chống giữ đường lò trong vỉa than hai hệ địa tầng nóc cứng của khu vực than Đại Đồng*, Tập đoàn than Đại Đồng, Trường ĐH Mỏ Trung Quốc, 92(tiếng Trung).

<http://www.thanthonghat.vn/index.php/news/tin-tuc-su-kien/day-manh-cong-tac-chong-vi-neo-trong-khai-thac-than-ham-lo-1301.html>.

ABSTRACT

Propose solutions for enhancing load bearing capacity of anchors in coal seam

Vu Duc Quyet^{1,*}, Tran Thanh Hung¹

¹Quangninh University of Industry

When the anchors are used to reinforce in the longitudinal level over floor of coal seam, the top of anchors are fixed permanently in the coal seam, the fixing force of anchor-top is usually small, that is the main reason for reducing load bearing capacity of anchors. In that situation, the heading is usually deformed and destroyed badly, which cause big load on the anchors. If the load bearing capacity of anchors is small, it hard to keep the heading stable, that lead to the possibility of collapsing heading. In order to prevent phenomena, base on the result of anchors pulling in the coal, the article evaluate affection of elements on the load bearing capacity of anchors, then the article propose solutions for enhancing load bearing capacity of anchors.

Keywords: load bearing capacity of anchors, fixing force of anchor-top, fixing length of anchor-top, anchors pulling force.

Nghiên cứu ảnh hưởng của động đất đến đường hầm tàu điện ngầm tiết diện ngang hình vuông tại Hà Nội

Nguyễn Chí Thành^{1,*}, Phạm Quang Nam²

¹Trường Đại học Mỏ - Địa chất

²Viện khoa học công nghệ Mỏ-Vinacomin

TÓM TẮT

Hà Nội nằm trong ảnh hưởng của hai hệ đứt gãy Sơn La-Lai Châu-Điện Biên và hệ đứt gãy Sông Hồng, do đó việc tính toán ảnh hưởng của các trận động đất đến hệ thống đường hầm thuộc tàu điện ngầm Hà Nội là hết sức cần thiết. Bài báo trình bày một số phương pháp tính toán ảnh hưởng của các trận động đất tới các đường hầm khi các đường hầm có tiết diện ngang là hình vuông. Trên cơ sở các phương pháp này, tính toán và so sánh các kết quả thu được với các kết quả nhận được bằng phương pháp số sử dụng phần mềm Abaqus với mô hình đường hầm tàu điện ngầm Hà Nội khi đường hầm có tiết diện ngang là hình vuông và chịu ảnh hưởng của trận động đất lớn nhất có thể ảnh hưởng đến khu vực Hà Nội và từ đó, đưa ra các kiến nghị và nhận xét về ảnh hưởng của động đất đến đường hầm tàu điện ngầm Hà Nội khi đường hầm có tiết diện ngang là hình vuông.

Từ khóa: đường hầm tiết diện ngang hình vuông, đứt gãy, động đất, ảnh hưởng.

1. Đặt vấn đề

Hiện nay hệ thống tàu điện ngầm đang được phát triển tại khu vực Hà Nội để đáp ứng được nhu cầu phát triển cấp bách của thành phố. Hà Nội nằm trong phạm vi ảnh hưởng của hai đới đứt gãy Sông Hồng và đứt gãy Sơn La-Lai Châu-Điện Biên (Gospodarikov and Thanh Nguyen Chi, 2017) nên việc nghiên cứu và tính toán các ảnh hưởng của các trận động đất đến sự ổn định và tồn tại của các đường hầm thuộc hệ thống tàu điện ngầm của Hà Nội là hết sức cần thiết. Đã có rất nhiều các tính toán về sự tác động và ảnh hưởng của các tải trọng động và động đất đến các đường hầm thuộc hệ thống tàu điện ngầm trên thế giới. Trong bài báo này, các tác giả chỉ đi vào nghiên cứu ảnh hưởng và tác động của các trận động đất có cường độ lớn nhất có thể ảnh hưởng đến một mặt cắt ngang đặc trưng hình vuông của đường hầm thuộc hệ thống tàu điện ngầm của Hà Nội bằng một số phương pháp như phương pháp giải tích của Wood, phương pháp số sử dụng phần mềm Abaqus... từ đó đưa ra các nhận xét về ảnh hưởng của động đất đến sự ổn định của các đường hầm thuộc hệ thống tàu điện ngầm của Hà Nội.

2. Các phương pháp tính toán

2.1. Phương pháp Wood

Trên cơ sở của phương pháp Wang (Wang, 1993) và Pezien (Penzien&Wu,1998), Wood (Wood,2004, 2005) đã đưa ra một số các công thức để tính toán cho các đường hầm có tiết diện ngang là hình vuông khi các đường hầm này chịu ảnh hưởng của các trận động đất hay chịu ảnh hưởng của các tải trọng động:

$$T_s = T_1 \left[\frac{H_s}{50} \right] \sqrt{\frac{100\rho_s}{2G_s}} \quad (1)$$

$$u_s = u_1 \left[\frac{H_s}{50} \right]^2 \left[\frac{100\rho_s}{2G_s} \right] \quad (2)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_1 \left[\frac{H_s\rho_s}{G_s} \right] \quad (3)$$

$$f_{st} = \frac{\Delta}{P} = \frac{H^2}{24K_w} \frac{1}{\left[1 - \frac{2+3r+3jr}{2+2r(2+2j+3jr)} \right]} \quad (4)$$

* Tác giả liên hệ

Email: nguyenthao.xdctn47@gmail.com

$$R = \frac{\Delta_{si}}{\Delta_{ff}} \quad (5)$$

$$F_r = \frac{f_{st}}{f_s} \quad (6)$$

$$f_s = \frac{H}{LG} \quad (7)$$

$$M_f = \frac{6\Delta K_w}{H} \left[\frac{j(3+q)}{j - (2j+q)(2+q)} \right] \quad (8)$$

$$M_r = \frac{6\Delta K_w}{H} \left[\frac{j(3+q)(2+q)}{j - (2j+q)(2+q)} + 1 \right] \quad (9)$$

Trong đó:

$$K_w = \frac{EI_w}{H}; K_r = \frac{EI_r}{H}; r = \frac{K_r}{K_w} \quad q = \frac{1}{r} = \frac{K_w}{K_r} \quad (10)$$

E là modul đàn hồi Young của vật liệu chế tạo kết cấu chống của đường hầm; I_w và I_r , I_f lần lượt là moment quán tính của một đơn vị chiều dài của tường, nóc và dầm nền của kết cấu chống; T_s , u_s, ε_s, G_s là chu kỳ, dịch chuyển, biến dạng và modul đàn hồi cắt của lớp đất tại vị trí đang xét xung quanh đường hầm;

H_s là chiều sâu của lớp đất tại vị trí đang xét; T_l , u_l and ε_l là các giá trị tương ứng của lớp đất xung quanh đường hầm ứng với điều kiện tiêu chuẩn theo Wood; ρ_s là dung trọng của đất; G là modul đàn hồi cắt của đất bao quanh đường hầm trong trường hợp có kết cấu chống; f_{st} là tính linh hoạt đàn hồi của lớp vỏ hầm; R là tỉ lệ biến dạng; F_r là tỉ số linh hoạt; K_w là độ cứng của tường trong vỏ hầm; K_r là độ cứng của nóc vỏ hầm; K_f là độ cứng của vỏ hầm tại nền; q là tỉ số giữa độ cứng của tường vỏ hầm/độ cứng nóc vỏ hầm; j là tỉ số độ cứng của nền vỏ hầm/độ cứng nóc vỏ hầm; r là hệ số độ cứng của nóc vỏ hầm/độ cứng tường vỏ hầm.

2.2. Phương pháp số sử dụng phần mềm Abaqus

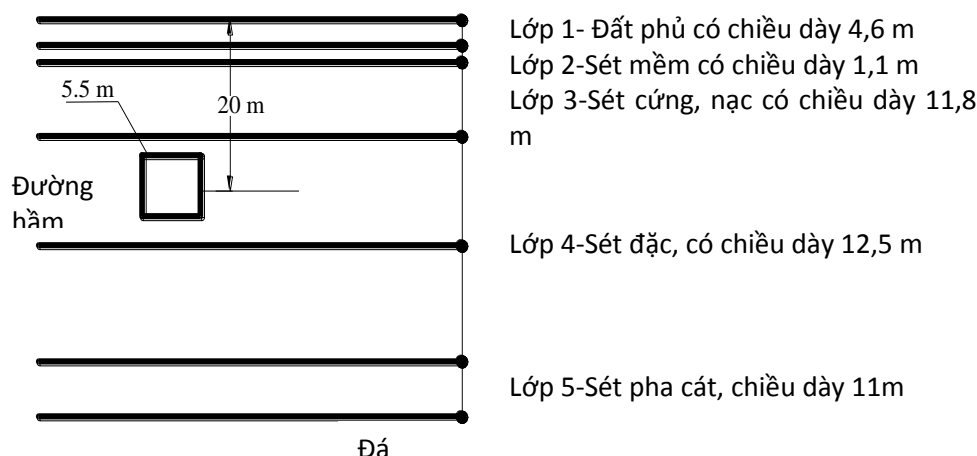
Trong bài báo này, tác giả sử dụng phần mềm Abaqus để thiết lập và xây dựng mô hình đường hầm thuộc hệ thống tàu điện ngầm của Hà Nội. Đường hầm này có mặt cắt ngang tiết diện hình vuông với kích thước 5,5x5,5 m. Đường hầm nằm trong các vùng đất đá đặc trưng giống như Bảng 1 trình bày dưới đây. Trong nghiên cứu này, trường hợp tính toán cho đường hầm được xét đến là trường hợp không có sự trượt giữa đường hầm với lớp đất đá xung quanh, mô hình làm việc trong trạng thái đàn hồi theo Mohr-Coulomb và có hệ số giảm chấn $D = 5\%$. Không xét đến ảnh hưởng của các yếu tố như trọng lực hay nước ngầm đến đường hầm. Sử dụng dữ liệu của trận động đất El Center (theo SCEDC) là trận động đất có các tính chất tương tự như trận động đất có cường độ lớn nhất có thể ảnh hưởng đến khu vực Hà Nội ở trong chương trình. Mô hình đường hầm với lớp đất đá đặc trưng xung quanh được chia thành hai vùng đặc trưng, trong đó các giai đoạn xây dựng và thiết lập của mô hình được trình bày như sau:

Giai đoạn 1: Xây dựng mô hình của đường hầm, kết cấu chống-vỏ chống của đường hầm với các liên kết với môi trường đất đá xung quanh;

Giai đoạn 2: Thiết lập các điều kiện biên của mô hình đường hầm như gán các tính chất của vỏ hầm, đất đá xung quanh đường hầm, gán các tải trọng động đất như gia tốc đỉnh của các trận động đất tác dụng lên đường hầm với các điều kiện liên kết đã được thiết lập ở giai đoạn 1;

Giai đoạn 3: Xác định các ảnh hưởng của trận động đất tới đường hầm có mặt cắt ngang đặc trưng và đưa ra kết quả.

3. Các thông số về đường hầm tàu điện ngầm Hà Nội và trận động đất tại đây



Hình 1. Đường hầm tàu điện ngầm và các lớp đất tương ứng

Hà Nội nằm trong vùng ảnh hưởng của hai đới đứt gãy Sông Hồng và Sơn La-Lai Châu-Điện Biên (Gospodarikov và Thanh Nguyen Chi 2017, 2018). Trận động đất lớn nhất có thể ảnh hưởng đến khu vực Hà Nội có cường độ lên đến $M_w = 6,5$ richter, gia tốc đỉnh $a_{max} = 0,2g$. Đường hầm tàu điện ngầm Hà Nội đoạn đi qua khu vực trung tâm có độ sâu trung bình là $H = 20m$, diện tích mặt cắt ngang của đường hầm là $S = 31m^2$ (theo Systra, 2011). Khoảng cách từ bề mặt đất đến lớp đá gốc là 48 m và thường chứa 6 lớp đất đá với các tính chất như Hình vẽ 1 và Bảng 1. Đường hầm có các tính chất sau: Kích thước của mặt cắt ngang của đường hầm 5,5x5,5 m, vỏ chống của đường hầm là bê tông cốt thép với các tính chất modun đàn hồi $E = 36500$ MPa, hệ số Poisson là $\nu = 0,15$, chiều dày vỏ chống là $t = 0,35$ m.

Bảng 1. Tính chất của các lớp đất tại khu vực Kim Mã, Hà Nội- BH 13, km 20+230.4(Systra, 2011)

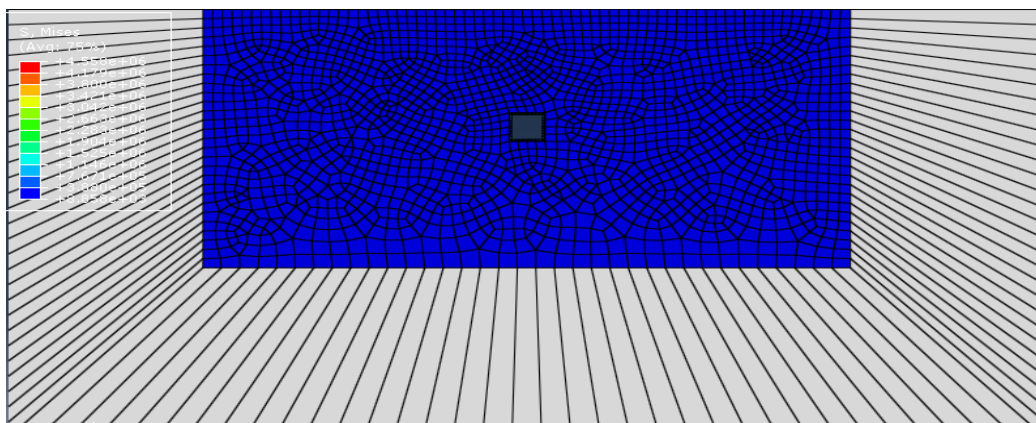
Số thứ tự lớp đất	Modun đàn hồi của các lớp đất, E , MPa	Hệ số Poisson, μ	Chiều dày lớp đất (h), m	Giá trị SPT, N	Dung trọng của đất trong lớp, ρ , g/cm^3
1	9,25	0,41	4,6	2	1,75
2	7,68	0,38	1,1	1	1,76
3	15,3	0,35	11,8	3	1,81
4	35,02	0,33	12,5	7	1,78
5	53,9	0,32	11,0	10	1,83
6	65	0,3	7,0	12	1,86

4. Các kết quả và thảo luận

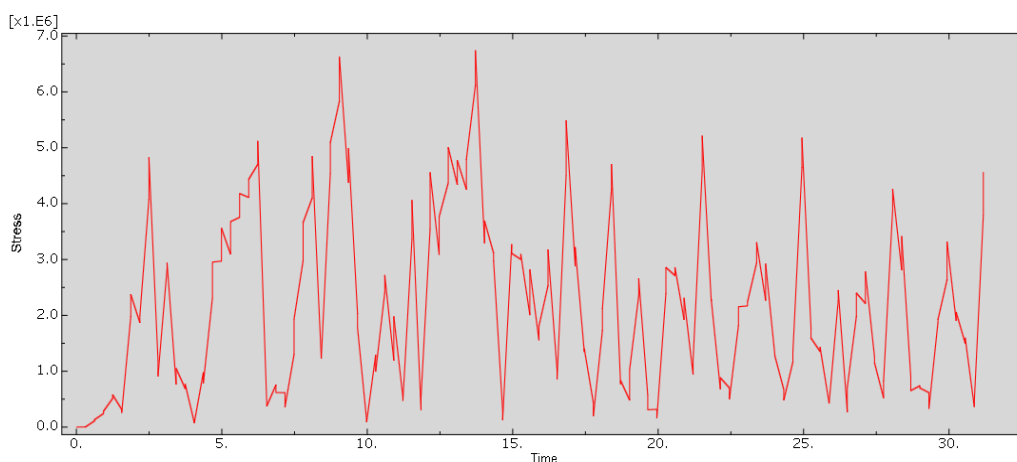
Bảng 2. Giá trị nội lực trong vỏ hầm dưới ảnh hưởng của trận động đất

Các nội lực trong vỏ hầm	Phương pháp Wood	Phương pháp số sử dụng phần mềm Abaqus
M_{max} (kN.m/m)	145,89	-
σ (MPa)	7,145	6,912
Sự khác biệt	-	3,434

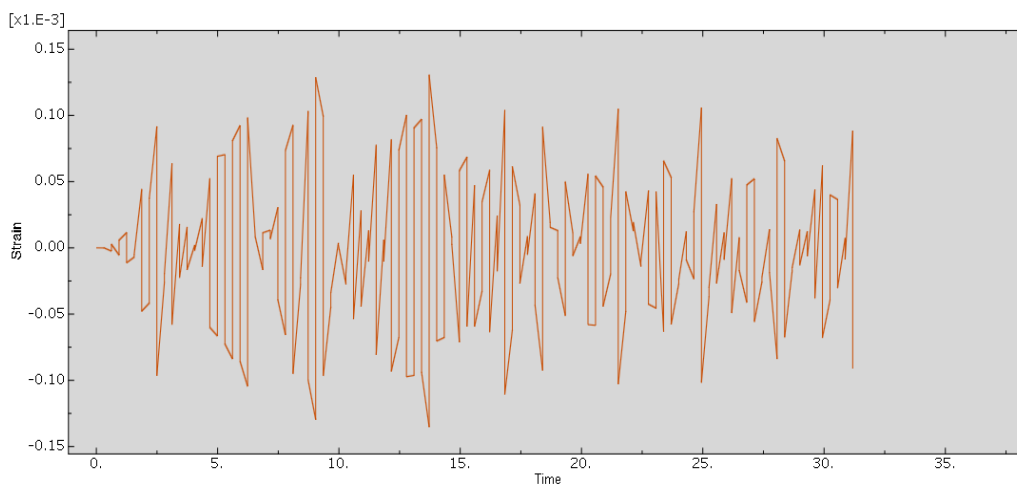
Các kết quả tính toán được trình bày trong bảng 2 và các biểu đồ trong các Hình vẽ số 2, 3, 4. Dựa vào kết quả trong Bảng 2 và Hình vẽ số 2, 3, 4. Có thể thấy rằng giá trị ứng suất lớn nhất xuất hiện trong vỏ chống của đường hầm khi mặt cắt ngang của đường hầm là hình vuông dưới ảnh hưởng của trận động đất với các thông số đã trình bày ở trên là $\sigma_w = 7,145$ MPa, giá trị ứng suất cực đại trong vỏ chống đường hầm theo phương pháp số sử dụng phần mềm Abaqus là $\sigma_A = 6,912$ MPa, độ chênh lệch giữa hai phương pháp là 3,434 %.



Hình 2. Mô hình đường hầm dưới ảnh hưởng của sóng động đất



Hình 3. Giá trị ứng suất trong vỏ hầm dưới ảnh hưởng của động đất



Hình 4. Giá trị biến dạng của vỏ chống hầm dưới ảnh hưởng của động đất

5. Kết luận

Động đất là hiện tượng tự nhiên rất khó dự đoán và tính toán sự ảnh hưởng của các trận động đất này đến sự tồn tại và ổn định của các công trình trong phạm vi ảnh hưởng của chúng. Trong bài báo này, các tác giả đã trình bày và sử dụng phương pháp giải tích của Wood (Wood, 2004, 2005) cũng như sử dụng phương pháp số cùng với phần mềm Abaqus để thiết lập mô hình đường hầm thuộc hệ thống tàu điện ngầm Hà Nội, đoạn chạy qua khu vực trung tâm của Hà Nội để tính toán ảnh hưởng của trận động đất lớn nhất có thể tác động tại khu vực này trong trường hợp đường hầm này có tiết diện ngang là hình vuông. Thông qua các kết quả thu được từ hai phương pháp giải tích và phương pháp số nêu trên, có thể

thấy:

- Sự chênh lệch của các giá trị ứng suất cực đại xuất hiện trong vỏ hầm dưới ảnh hưởng của trận động đất có cường độ lớn nhất có thể ảnh hưởng đến khu vực này dưới phương pháp giải tích của Wood (Wood, 2004, 2005) và phương pháp số sử dụng phần mềm Abaqus khi mặt cắt ngang của đường hầm là hình vuông là không lớn, có giá trị 3,434 %. Điều này chứng tỏ sự chính xác của các phương pháp sử dụng để tính toán ảnh hưởng của động đất đến đường hầm tại đây;

- Đường hầm tàu điện ngầm Hà Nội đi qua khu vực trung tâm Hà Nội dưới ảnh hưởng của trận động đất có cường độ lớn nhất có thể ảnh hưởng đến khu vực này hoạt động ổn định và bền vững (do có ứng suất xuất hiện trong vỏ chống là $\sigma_{\max} = 7,145 \text{ MPa} < \sigma_{\text{gh}} = 22 \text{ MPa}$, trong đó σ_{gh} là giá trị ứng suất bền của vật liệu làm kết cấu chống của đường hầm).

Tài liệu tham khảo

Gospodarikov Alexandr, Thanh Nguyen Chi, 2017. Liquefaction possibility of soil layers during earthquake in Hanoi, *International Journal of GEOMATE*, Vol. 13, Issue 39, pp. 148-155.

Gospodarikov Alexandr, Thanh Nguyen Chi, 2018. Different behaviour of circular and rectangular tunnels under the impact of earthquakes: a case study from the tunnel of Hanoi metro system, *International Journal of GEOMATE*, Vol. 15, Issue 51, pp. 217-224.

Oreste, P. P., 2007. A numerical approach to the hyperstatic reaction method for the dimensioning of tunnel supports. *Tunnelling and Underground space technology*, 22, pp. 185-205.

Penzien J., Wu, C., 1998. Stresses in linings of bored tunnels. *Journal of Earthquake Eng. Structural Dynamics* 27, pp. 283-300.

The Southern California Earthquake Data Center (SCEDC). Data of El Centro earthquake, <http://scedc.caltech.edu/>.

Systra., 2011. *Hanoi Pilot Light Metro Line 3, Section Nhon - Hanoi Railway Station*, Package number: HPLMLP/CP-03 (Ver. 2).

Wang J. N., 1993. *Seismic design of tunnels: A state of the art approach*, Parsons Brinkerhoff Quad & Douglas Inc., New York, Monograph 7.

Wood, J.H., 2004. *Earthquake design procedures for rectangular underground structures*. Project Report to Earthquake Commission, EQC Project No 01/470, Rev B July 2004. No 01/470. New Zealand.

Wood, J.H., 2005. Earthquake design of rectangular underground structures. *2005 NZSEE Conference*, New Zealand, pp. 39-47.

ABSTRACT

The impacting of earthquakes on the squared metro tunnel in Hanoi area

Nguyen Chi Thanh^{1,*}, Pham Quang Nam²

¹Hanoi University of Mining and Geology

²Institute of Mining Science and Technology

Hanoi is located between two major fault systems: the Red River fault system and the Son La-Lai Chau-Dien Bien fault system, so the calculation of the impact of earthquakes to the tunnel in the metro system Hanoi is very necessary. This paper presents some methods of calculating the effect of earthquakes on tunnels when the tunnels's cross-sections is square. Based on these methods, calculate and compare the results obtained by Wood's method with the results obtained using the Abaqus numerical method and from there, make recommendations and comments on the impact of the earthquake to the tunnels of Hanoi metro system.

Keywords: square tunnel, fault, earthquake, method, impact

Một số kiến nghị, đề xuất nâng cao hiệu quả thiết kế, thi công công trình ngầm bằng máy đào hầm loại nhỏ

Đặng Trung Thành^{1,*}

¹Trường Đại học Mở - Địa chất

TÓM TẮT

Thiết kế công trình ngầm tiết diện nhỏ có nhiều vấn đề cần đổi mới đòi hỏi kỹ sư phải tìm hiểu và nắm bắt được nhằm nâng cao hiệu quả khi xây dựng, tăng tốc độ đào cũng như có thể phòng tránh được các sự cố có thể xảy ra trong quá trình thi công. Việc nghiên cứu các vấn đề còn tồn tại trong thiết kế đường hầm tiết diện nhỏ là nhu cầu cần thiết bởi các vấn đề đó đều mang tính kỹ thuật và có ảnh hưởng trực tiếp đến chất lượng công trình. Trong bài báo tác giả giới thiệu 10 kiến nghị, đề xuất cần được lưu ý nhất để có thể giúp các kỹ sư thiết kế có cái nhìn thiết thực về một số vấn đề cần phải quan tâm khi thiết kế đường hầm tiết diện nhỏ. Trên cơ sở đó sẽ tăng được chất lượng, đảm bảo tiến độ của dự án trong khi xây dựng công trình.

Từ khóa: Công trình ngầm; Công trình ngầm tiết diện nhỏ; Máy đào hầm; Máy đào hầm loại nhỏ

1. Đặt vấn đề

Trong những năm gần đây, quá trình phát triển kinh tế-xã hội và tốc độ đô thị hóa diễn ra nhanh chóng ở Việt Nam. Để đáp ứng nhu cầu phát triển của nền kinh tế-xã hội của đất nước trong thời kỳ công nghiệp hóa, hiện đại hóa đất nước thì các vấn đề quy hoạch, thiết kế, xây dựng hạ tầng các cơ sở hạ tầng như hệ thống đường dây điện, cáp thông tin, hệ thống cấp thoát nước,... bằng các công trình ngầm tiết diện nhỏ (CTNTDN) là rất cần thiết. Để thi công CTNTDN có nhiều các phương pháp khác nhau như: đào bằng thủ công, khoan nổ mìn hay máy đào hầm,...Hiện nay khái niệm CTNTDN là tương đối vì nó phụ thuộc vào công nghệ thi công. Ví dụ, thi công bằng khoan nổ mìn và sử dụng máy khoan cầm tay thì tiết diện nhỏ được cho là nhỏ hơn 16m², nếu sử dụng xe khoan thì tiết diện nhỏ lại được cho là nhỏ hơn 40m². Tuy nhiên xây dựng các CTNTDN sẽ đảm bảo được các yêu cầu về mỹ quan thành phố, dễ dàng duy tu, bảo dưỡng, vận hành, sửa chữa và quản lý. Hiện nay các CTNTDN thường được thiết kế trong đô thị, nơi có lưu lượng giao thông lớn nên việc thiết kế kỹ thuật và thi công cần được xem xét kỹ, đảm bảo tiến độ thi công và các tác động đến môi trường xung quanh. Phương pháp thi công công trình ngầm (CTN) bằng máy đào hầm loại nhỏ (MDHLN) là phương pháp thi công tiên tiến và phù hợp với các yêu cầu trong không gian chật hẹp, khu dân cư tập trung, mật độ giao thông cao và điều kiện kinh tế-xã hội của nước ta trong giai đoạn tới. Phương pháp thi công bằng MDHLN là phương pháp thi công cơ giới hóa cao, giảm thiểu đáng kể các tác động của xã hội và môi trường. Tuy vậy, khi xây dựng các CTNTDN luôn gặp phải những vấn đề, thách thức bắt buộc phải nắm bắt tìm hiểu thật kỹ để có thể làm nền tảng đảm bảo giai đoạn thiết kế, thi công xây dựng là tối ưu. Trong bài báo, tác giả đưa ra 10 vấn đề cần lưu tâm đối với người thiết kế, thi công cần nắm vững để có thể nâng cao chất lượng thiết kế cũng như thi công CTN bằng MDHLN. 10 đề xuất là:

- ❖ Vấn đề về địa kỹ thuật;
- ❖ Bản vẽ kỹ thuật;
- ❖ Đặc điểm kỹ thuật;
- ❖ Giếng thi công;
- ❖ Chương ngại vật;
- ❖ Giải quyết tranh chấp;
- ❖ Công tác điều tra, khảo sát;
- ❖ Hệ thống dẫn hướng và điều khiển trong quá trình thi công;
- ❖ Vữa lấp đầy khe hở kỹ thuật giữa đất đá và vỏ chống CTN;
- ❖ Hệ thống kích đẩy trung gian.

2. 10 đề xuất nâng cao hiệu quả thiết kế thi công công trình ngầm tiết diện nhỏ

2.1. Vấn đề địa kỹ thuật

* Tác giả liên hệ

Email: dangtrungthanh@humg.edu.vn

Địa kỹ thuật luôn là nền tảng để thiết kế, thi công của bất kỳ công trình xây dựng nói chung và đặc biệt quan trọng với các công trình bên dưới bề mặt. Việc điều tra, khảo sát các thông tin về điều kiện địa kỹ thuật không đầy đủ hoặc không chính xác gây khó khăn trong thiết kế, thi công công trình cũng như làm cho nhà thầu có nhiều rủi ro trong việc chuẩn bị báo cáo đề đưa ra giá thầu cạnh tranh. Hiện nay để nghiên cứu, xác định điều kiện địa kỹ thuật xung quanh công trình chủ yếu dùng phương pháp khoan, sử dụng mạng lưới lỗ khoan địa chất cách nhau tối thiểu 150m hoặc ít hơn để đảm bảo có thể dự đoán tương đối chính xác điều kiện địa chất cũng như điều kiện địa chất công trình xung quanh khu vực CTN đi qua. Ngoài ra, các lỗ khoan nên được thực hiện tại vị trí đã được dự kiến tuyến đường hầm đi qua. Các lỗ khoan này không chỉ cho phép hiểu rõ các điều kiện sẽ gặp phải khi xây dựng giếng thi công, giếng nhận mà còn toàn tuyến CTN. Các dự báo về điều kiện địa kỹ thuật chi tiết không những cho phép nhà thầu chuẩn bị tốt hơn các giải pháp thiết kế kỹ thuật cũng như phương án thi công mà còn là cơ sở để nhà thầu chuẩn bị các giải pháp khắc phục sự cố (nếu có) trong quá trình xây dựng.

Những thông số quan trọng về tính chất cơ học của đất đá cần được điều tra khảo sát chi tiết là: độ bền nén, cỡ hạt và tính dẻo của đất kết dính. Bản vẽ mặt cắt địa chất phải được thiết lập với độ chính xác cao để nhà thầu, chủ đầu tư và cơ quan thiết kế có thể hiểu chính xác điều kiện địa chất dưới mặt đất cũng như các điều kiện đất đá ở các vị trí khác nhau có ảnh hưởng đến công tác thi công CTN như thế nào.

2.2. Bản vẽ kỹ thuật

Các bản vẽ mặt bằng cùng các bản vẽ mặt cắt thể hiện phần cơ bản và quan trọng nhất của hồ sơ tài liệu hợp đồng. Đối với dự án xây dựng đường hầm bằng MĐHLN, bản vẽ bao gồm thông tin thiết kế cơ bản của lỗ khoan có đề cập chi tiết về chiều dài, độ sâu, độ nghiêng và độ dốc. Một số thông số quan trọng cần được biểu diễn trên bản vẽ: các vị trí lỗ khoan trên mặt bằng, dữ liệu các lỗ khoan địa chất, kích thước và vị trí trục gần đúng, các vật liệu ống được cho phép, các yêu cầu về thiết kế như: cải tạo mặt đất hoặc vữa bao phủ, thiết bị giám sát, phân đoạn hoặc các khu vực làm việc. Hồ đào thẳng đứng là yêu cầu đối với hầu hết các đoạn giao cắt có đường hầm tiết diện nhỏ.

Một khu vực cần được xem xét, cân nhắc khá chi tiết trong các dự án có sử dụng MĐHLN là mặt bằng đủ để xây dựng giếng và bố trí các hoạt động trong khi thi công CTN. Việc lắp đặt, bố trí các trang thiết bị phục vụ thi công khi sử dụng MĐHLN phải rất linh hoạt, cho phép bố trí đa dạng và phù hợp với không gian xung quanh có sẵn.

2.3. Đặc điểm kỹ thuật

Các kỹ sư dành phần lớn thời gian của họ đưa ra thiết kế sơ bộ dự án. Để giảm chi phí và thời gian thiết kế sơ bộ các kỹ sư có thể mua lại hoặc tham khảo từ dự án tương tự đã được thiết kế bởi các công ty khác. Một thiết kế tồi có thể do nhiều lỗi như: không áp dụng các nguyên tắc thiết kế cơ bản, lên kế hoạch hay kỹ thuật kém, bỏ qua những quy định bắt buộc của mỗi ngành, truyền thông không hiệu quả, ... Trong thiết kế kỹ thuật không đơn giản chỉ là tập hợp rồi sắp xếp, hoặc thậm chí chỉnh sửa, nó là việc thêm các giá trị và ý nghĩa, để minh họa, để đơn giản hóa, để làm rõ, để thay đổi, để làm cho đẹp đẽ, để kích thích hóa, để thuyết phục và thậm chí để giải trí. Các đặc điểm kỹ thuật của dự án xây dựng cần phải được xây dựng tính toán chi tiết, cẩn thận để giải quyết các khía cạnh độc đáo của dự án. Các đặc điểm kỹ thuật này cần được sắp xếp một cách hợp lý để theo đó nhà thầu thi công có khả năng thực hiện công việc. Chỉ cho phép các lựa chọn khả thi đối với các điều kiện trên bề mặt và yêu cầu của dự án.

Theo định kỳ nếu cần thiết thì cần phải thuê các kỹ sư chuyên môn cao để họ đánh giá chính xác và phê duyệt các thông số kỹ thuật tính toán.

2.4. Giếng thi công

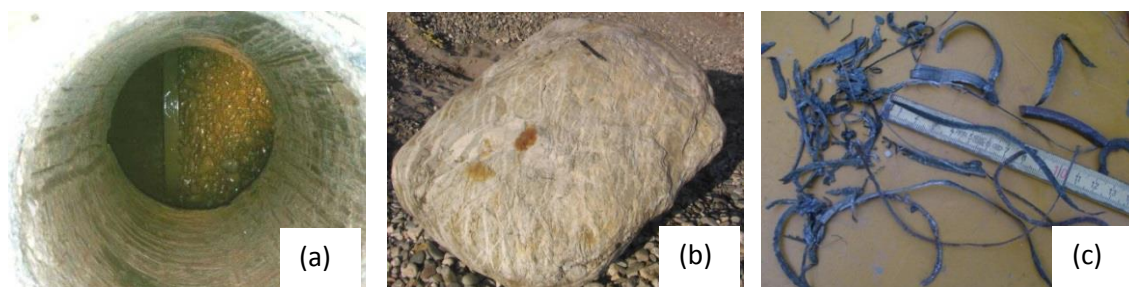
Giếng được xây dựng khi có thể thi công được bằng những phương pháp phù hợp với điều kiện mặt đất và nước ngầm dự kiến. Để giữ ổn định thành giếng có thể sử dụng các biện pháp khác nhau như: trong điều kiện nước ngầm cao có thể sử dụng tiết diện tròn, sử dụng tường cọc chống và các tấm chèn cho điều kiện có ít hoặc không có áp lực nước ngầm hoặc sử dụng cừ thép cho điều kiện nước ngầm cao.

Đáy giếng cần phải có độ ổn định khi thi công CTNTDN. Đáy giếng không ổn định có thể do hiện tượng bùng nền, ngập nước và đáy cũng là một trong các nguyên nhân dẫn đến sự cố, không hoàn thành đường hầm. Điều kiện mặt đất và nước ngầm phải được điều tra kỹ lưỡng để có thể đánh giá được những rủi ro cho đáy giếng và khả năng xảy ra hiện tượng bùng nền. Trong báo cáo nên đề cập đến độ cao nước ngầm thiết kế, độ sâu nước ngầm bên ngoài và bên trong cho phép, các yêu cầu về giám sát nước ngầm, các yếu tố an toàn tối thiểu khi nâng, hạ mực nước ngầm. Cần phải có yêu cầu của nhà thầu để tuân thủ các tiêu chí thực hiện. Trong thi công CTN bằng MĐHLN, giếng là nơi bố trí tường phản lực để tiến hành kích đẩy vì vậy phải giếng phải được thiết kế, đảm bảo ổn định trong quá trình kích. Giếng đảm bảo độ kín để có thể ngăn ngừa bùn hoặc chất bôi trơn thoát ra ngoài từ CTN vào giếng trong khi kích đẩy. Các

vấn đề phổ biến khác trong giếng như không đủ diện tích sàn, không có sàn công tác cần được lưu ý trong quá trình thi công cũng như bố trí trang thiết bị.

2.5. Chướng ngại vật

Chướng ngại vật có thể gây sự cố, ngăn cản sự di chuyển của MĐHLN và dẫn đến kéo dài thời gian thi công tăng giá thành xây dựng. Khi gặp chướng ngại vật, nếu sự cố xảy ra để khắc phục dạng sự cố này thông thường phải xây dựng một giếng cứu hộ để loại bỏ chướng ngại vật hoặc loại bỏ tắc nghẽn tại đầu đào. Hiện nay để xác định các chướng ngại vật có thể sử dụng máy siêu âm xác định kích thước chướng ngại vật có thể gặp phải khi MĐH di chuyển. Kích thước chướng ngại vật được tính toán xem vượt quá bao nhiêu phần trăm so với đường kính MĐHLN, ví dụ: vượt quá 25%÷33% đường kính của MĐHLN. Một tiêu chí cũng rất quan trọng là độ bền tối thiểu của chướng ngại vật thường được chỉ định để xác định, chẳng hạn cường độ nén không vượt quá 200 Mpa. Thực tế độ bền tối thiểu cũng không phản ánh đúng nguyên nhân gây ra sự cố và rất nhiều cuộn sỏi nhỏ có thể tích tụ trong buồng nghiền và gây ra tắc nghẽn ngăn cản sự hoạt động của đầu đào (H.1). Các nhà thầu thi công lưu ý rằng các khe hở trong hệ thống cắt của MĐHLN chỉ có thể chứa các chướng ngại vật tối đa lên từ 20%÷22% đường kính của MĐH.



Hình 1. Một số chướng ngại vật: (a) Đá sỏi (D.Bennett., 2010); (b) Đá tảng (A. Alan., 2013); (c) Vật liệu cao su (<http://www.herren knecht.com>.)

2.6. Giải quyết tranh chấp

Giải quyết tranh chấp là giải quyết các tranh chấp tồn tại tại hiện trường và thật không may, các tranh chấp xảy ra rất phổ biến khi thi công CTN dưới lòng đất. Thực tế chỉ ra sẽ rất hữu ích nếu chủ sở hữu và kỹ sư tại hiện trường chủ động tham gia vào điều tra nguyên nhân xảy ra tranh chấp, từ đó có thể đề xuất các biện pháp giải quyết. Tuy nhiên đây là vấn đề mà thông thường chủ sở hữu sẽ không đồng ý thực hiện theo phương án này. Một số chủ sở hữu là các cơ quan nên đề xuất và kiến nghị với các nhà thầu để giải quyết các vấn đề tranh chấp từ sớm trước khi các tranh chấp này trở thành những vấn đề lớn. Trong cả thực tế và trong khi nghiên cứu bài báo này chúng mình nhận thấy chi phí của việc chậm tiến độ và từ chối thầu là cao. Do đó các chủ sở hữu nên đưa ra ý tưởng để giải quyết tranh chấp và thiết lập một cơ chế để giải quyết tranh chấp với các nhà thầu.

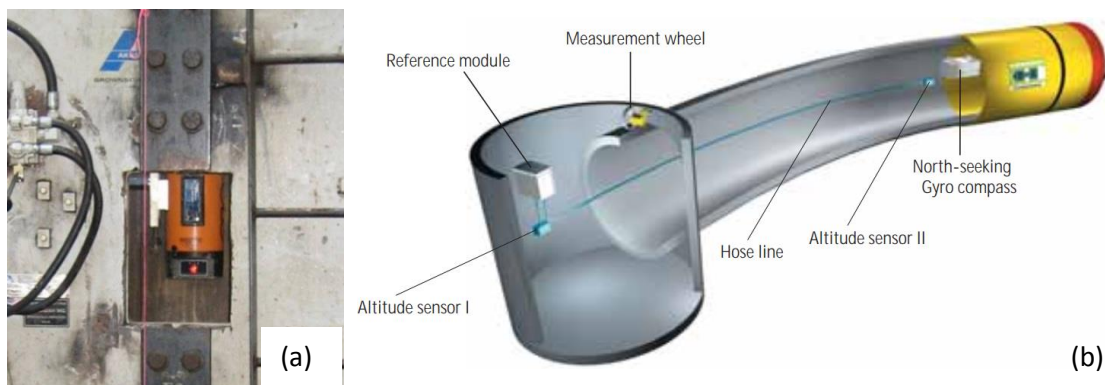
2.7. Công tác điều tra, khảo sát

Khảo sát là một yêu cầu cơ bản cho tất cả các dự án CTNTDN. Tuy nhiên chính bởi vì điều này, công tác khảo sát thường không nhận được sự chú ý nhiều từ chủ đầu tư. Tuy nhiên độ chính xác của công tác điều tra, khảo sát là rất quan trọng cho sự thành công của dự án. Các nhà thầu nên chỉ định các nhà khảo sát có kinh nghiệm làm việc, thi công với MĐHLN. Chỉ định kiểm tra chất lượng để đảm bảo công tác điều tra, khảo sát được chính xác. Quá nhiều CTNTDN đi lệch hướng do sai sót trong quá trình khảo sát, kết quả khảo sát không đúng với thực tế thi công hoặc công trình được xây dựng không đúng tuyến cần thi công. Ngoài ra, khi xây dựng các giếng (giếng thi công và giếng nhận), bao gồm cả đáy giếng cũng cần phải yêu cầu điều tra, khảo sát chính xác. Độ cao đáy giếng là thông số rất quan trọng để cho phép nhà thầu hoàn thành tuyến đường hầm đúng cao độ. Vị trí đáy giếng cũng rất quan trọng để tính toán độ lệch theo phương thẳng đứng.

2.8. Thiết bị dẫn hướng

Một trong những ưu thế được ưu chuộng khi thi công CTNTDN bằng MĐH là các đường ống được thi công với độ chính xác cao. MĐHLN sử dụng hệ thống laser (H.2) cho phép thi công lắp đặt các ống kích ép với sai số $\pm 2.5\text{cm}$ so với cao độ thiết kế. Độ chính xác đã đạt được đối với nhiều dự án tuy nhiên vẫn còn một số thách thức tồn tại nếu muốn đạt được độ chính xác $\pm 2.5\text{cm}$ cho nhiều dự án khác nhau.

Hiện nay việc định hướng bằng laser có thể hoạt động rất hiệu quả với các đường ống lớn, có chiều dài từ ngắn đến trung bình. Tuy nhiên với đường ống có đường kính nhỏ và chiều dài CTN lớn có thể gây khó khăn cho việc định hướng bằng laser. Để laser chiếu thẳng, chính xác đòi hỏi mật độ không khí và độ ẩm phù hợp trên suốt chiều dài của tia laser. Trong khi đó môi trường bên trong ống kích khí thi công không phải lúc nào cũng đạt được các yêu cầu đó. Môi trường trong ống kích thường nóng và ẩm hơn, đặc biệt vị trí gần MĐHLN. Sự khác biệt về mật độ giữa không khí mát, khô hơn gần giếng và không khí nóng hơn gần gương hầm có thể gây khúc xạ tia laze, dẫn đến việc định hướng di chuyển của MĐH bị sai lệch. Nhà thầu có thể và sử dụng biện pháp thông gió để giảm thiểu những ảnh hưởng này.



Hình 2. Hệ thống dẫn hướng Laser (GNS-P) cho CTN khi có đoạn cong (http://www.herren_knecht.com.)

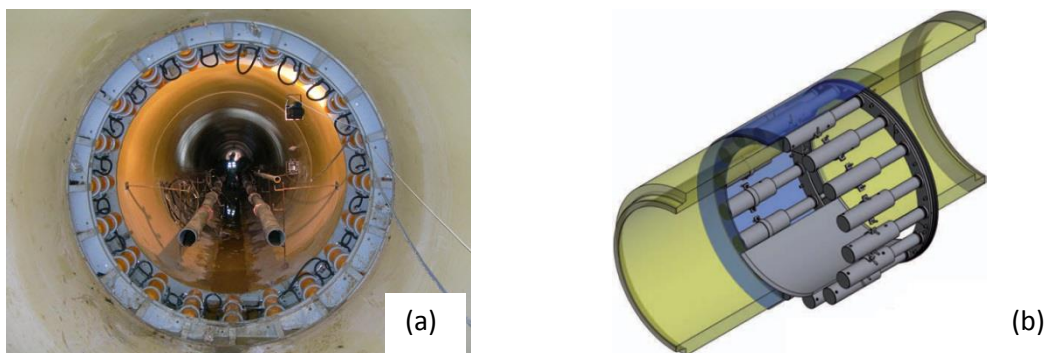
Nếu dự án yêu cầu độ chính xác cao, kết hợp với đường kính ống nhỏ hoặc chiều dài CTN lớn thì nhà thầu cần cung cấp các tính năng thích hợp bao gồm các yêu cầu về thiết bị và phương pháp khắc phục sai lệch cần thiết. Hiện nay các hệ thống dẫn đường mới đang bắt đầu xâm nhập vào thị trường với độ tin cậy được cải thiện đáng kể cho các CTN có chiều dài lớn, cong và tiết diện nhỏ, nơi các laser truyền thống gặp khó khăn. H.2 (bên phải) mô tả hệ thống dẫn hướng mới có thể đạt độ chính xác với sai số $\pm 2.5\text{cm}$ trên những đoạn đường hầm dài bất kể môi trường bên trong ống kích đầy gây cản trở. Tuy nhiên các hệ thống này có chi phí cao nên chưa được sử dụng rộng rãi.

2.9. Vữa lấp đầy khe hở kỹ thuật giữa đất đá và vỏ chống công trình ngầm

Lấp đầy khe hở kỹ thuật giữa đường ống và vỏ chống CTN bằng vữa xi măng là không cần thiết và không có hiệu quả. Lượng vữa được bơm vào hầu như không đáng kể và dưới áp suất bơm hợp lý sẽ không thể loại bỏ dung dịch bentonit trong khe hở này. Tuy nhiên trong một số điều kiện phải bơm vữa ví dụ CTN đi qua các khu vực có giao cắt quan trọng như với đường cao tốc để tránh các hiện tượng sụt lún do các tác động của ngoại lực gây nên. Tuy nhiên theo quan điểm của tác giả là không phản đối việc bơm vữa vào vòng chống, nhưng không cần thiết và thiếu hiệu quả. Điểm mấu chốt là vữa chỉ có hiệu quả khi được thực hiện ngay sau khi hoàn thành quá trình khoan kích đầy, trước khi đất đá dịch chuyển xung quanh ống kích. Ngoài ra, cần sử dụng các vật liệu thích hợp để có được một hỗn hợp tự chảy bao bọc suốt diện tích cũng như chiều dài CTN. Hiện nay một số nhà thầu sử dụng hỗn hợp giữa xi măng và bentonit, không có cốt liệu thô hoặc mịn. Hỗn hợp này hoạt động tốt lấp đầy khe hở kỹ thuật giữa đất đá và vỏ chống CTN.

2.10. Hệ thống kích đẩy trung gian (IJSs)

Trạm kích trung gian (H.3) để bảo đảm quá trình kích đẩy không xảy ra sự cố khi thi công các tuyến đường hầm dài và yêu cầu cần có lực kích đẩy trung gian để tránh hiện tượng vỡ ống kích do giới hạn về khả năng chịu lực của ống kích. Vị trí hợp lý cho IJS được xác định dựa trên khả năng chịu lực của ống kích đã quá giới hạn cho phép.



Hình 3. Trạm kích dây trung gian (<http://www.gmcengineering.com/product-detail.php?id=139301>)
(a) Trạm kích dây thực tế; (b) Trạm kích dây mô phỏng

3. Kết luận và kiến nghị

Các vấn đề được tìm hiểu cũng như phân tích các kiến nghị, đề xuất trong bài báo có thể giúp các kỹ sư thiết kế có cái nhìn thiết thực về một số vấn đề cần được quan tâm khi thiết kế đường hầm tiết điện nhỏ. Thực hiện đầy đủ yêu cầu của 10 vấn đề được phân tích đề cập bên trên sẽ góp phần nâng cao hiệu quả khi tiến hành thiết kế, thi công CTNTDN. Bên cạnh đó là từ thực tế là các đường hầm tiết điện nhỏ ở nước ta đang trong giai đoạn phát triển, đồng thời nước ta cũng chưa có các tiêu chuẩn trong các khâu công việc liên quan đến thi công CTNTDN nên tác giả kiến nghị các cơ quan quản lý, các cơ quan tư vấn thiết kế và các đơn vị thi công cần thiết lập mọi lực lượng cán bộ chuyên môn, tìm hiểu các kinh nghiệm ở nước ngoài, chuẩn bị đội ngũ thi công và đặc biệt phải tìm hiểu kỹ 10 vấn đề cơ bản nêu trên trước khi tiến hành thiết kế, thi công CTN. Các đơn vị tư vấn thiết kế cần có đầy đủ các tài liệu liên quan để nắm bắt và hiểu rõ được các yêu cầu về kỹ thuật chuyên môn để từ đó có các phương pháp xây dựng hoàn thiện các vấn đề để phục vụ cho công tác thiết kế CTNTDN. Cần nắm bắt được rõ nội dung từng vấn đề đặt ra, tìm hiểu thông tin dữ liệu đầy đủ chính xác, triển khai phân tích nội dung từng vấn đề để từ đó làm cơ sở cho công tác thiết kế kỹ thuật CTNTDN để nâng cao chất lượng cũng như đảm bảo đúng yêu cầu kỹ thuật.

Tài liệu tham khảo

- A. Alan., 2013. Case History of Microtunneling through a Very Soft Soil Condition, the Contractor's Perspective. *International Journal of Economics and Management Engineering (IJEME)*, Vol. 3, pp. 23-28.
- D. Bennett., 2010. *Top 10 Recommendations for Improving Microtunneling Design Practice*. The Northern California Pipe User's Group 18th Annual Sharing Technologies Seminar, Berkeley, CA.
<http://www.gmcengineering.com/product-detail.php?id=139301>
- Oil India Limited., 2010. *Teesta Microtunnelling Case Study*.
- Universal Navigation System Plug and drive for Microtunnelling equipment. <http://www.herrenknecht.com>.

ABSTRACT

Recommendations for improving tunnel construction with microtunnel boring machines

Dang Trung Thanh^{1,*}

¹Hanoi University of Mining and Geology

In this paper, the author elected to focus on microtunneling and discussions with contractors to glean some of the most promising ideas. The presentation organizes the results of frank discussions with experienced microtunneling and pipejacking contractors about common problems that persist in tunnel construction with microtunnel boring machine. Through this collaborative process, the author hope to highlight elements that can improve tunnel construction with microtunnel boring machine and reduce risks and uncertainty.

Keywords: Microtunnel Boring Machines (MTBM); Tunnel.

Đánh giá ảnh hưởng của việc xây dựng công trình ngầm tới công trình trên bề mặt

Nguyễn Tài Tiến^{1,*}, Nguyễn Văn Quang²

¹Trường Đại học Mỏ Saint-Peterburg, Liên Bang Nga

² Trường Đại học Công nghệ Giao thông Vận tải

TÓM TẮT:

Hiện nay, ở các thành phố lớn như Hà Nội và thành phố Hồ Chí Minh đang có rất nhiều tuyến tàu điện ngầm đã và đang được nghiên cứu triển khai. Quá trình xây dựng các đường hầm sẽ gây tác động đến đến khối đất xung quanh và các công trình lân cận. Lún trên bề mặt đất là một trong những hiện tượng thường gặp khi xây dựng các đường hầm nằm nông đào trong đất yếu. Lún có thể gây ra nhiều hậu quả nghiêm trọng đối với các công trình lân cận và chính bản thân đường hầm. Trong bài báo đi phân tích nguyên nhân gây lún, phương pháp xác định độ lún và ảnh hưởng của lún đến các công trình trên bề mặt, đánh giá mức độ phá hủy của công trình do lún bề mặt. Trong bài báo, tác giả sử dụng phương pháp nghiên cứu lý thuyết, phân tích, tổng hợp từ đó đưa ra các kết luận. Bài báo cũng chỉ ra các yếu tố để đánh giá mức độ phá hủy của công trình.

Từ khóa: Công trình ngầm, lún bề mặt; mức độ phá hủy; công trình bề mặt;

1. Đặt vấn đề

Việc thi công các công trình ngầm, nhất là những công trình ngầm nằm ở độ sâu nhỏ sẽ gây ra lún bề mặt. Lún bề mặt tùy thuộc vào độ lớn cũng như vị trí tương quan của công trình với phễu lún sẽ gây ảnh hưởng tới các công trình từ ảnh hưởng nhẹ cho tới phá hủy nghiêm trọng công trình. Trên thế giới việc nghiên cứu ảnh hưởng của việc xây dựng công trình ngầm tới công trình trên bề mặt đã được thực hiện rất nhiều như Burland và nnk (Burland, J.B. & Wroth, C.P., 1974); Boscardin & Cording (Boscardin, M.D., Cording, E.J., 1989); Burland và nnk (Burland, David, & Franzius, 2006), Clarke và nnk (Clarke, Moradabadi, & Laefer, 2015) Ritter và nnk (Ritter, Giardina, DeJong, & Mair, 2017) v.v... Ở Việt Nam, thi công các đường hầm Metro trong khu vực thành phố là vấn đề khá mới mẻ, tuy nhiên cũng đã có nhiều tác giả nghiên cứu về ảnh hưởng của việc thi công công trình ngầm bề mặt tới lún bề mặt như Đỗ Ngọc Anh và nnk (Đỗ Ngọc Anh, 2016); Nguyễn Tài Tiến và nnk (Nguyễn Tài Tiến, 5.2017) v.v... Các nghiên cứu này đã đưa ra được các phương pháp xác định độ lún bề mặt khi thi công các đường hầm đơn, đôi bằng máy khiên đào, tuy nhiên các nghiên cứu này chưa đánh giá được mức độ ảnh hưởng của lún bề mặt tới các công trình trên mặt đất, các khả năng có thể gây phá hoại các công trình bề mặt. Theo quyết định 488/QĐ-BXD về việc “phê duyệt tạm thời quy trình đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng” đã đưa ra các phân loại tình trạng kỹ thuật của kết cấu, quy phạm này cũng không đưa ra được các mối liên hệ giữa lún bề mặt và các hư hại đến công trình. Chính vì vậy, trong bài báo này tác giả đã chỉ ra các phương pháp xác định lún bề mặt đồng thời chỉ ra quy trình đánh giá mức độ ảnh hưởng của lún thi công công trình ngầm tới công trình bề mặt.

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Lún bề mặt và phương pháp xác định độ lún bề mặt.

2.1.1. Dịch chuyển khối đất xung quanh công trình ngầm

Dịch chuyển khối đất xung quanh công trình ngầm (CTN) do tác động của quá trình thi công là nguyên nhân dẫn tới tăng tải trọng gây biến dạng vỏ chống CTN cũng như lún hoặc thậm chí là sụt lún bề mặt gây phá hủy các công trình lân cận CTN. Mức độ tác động tăng tuyến tính với mức độ dịch chuyển của khối đất. Vì vậy, dự đoán chính xác mức độ dịch chuyển của khối đất là cơ sở để đưa ra các giải pháp phòng ngừa sự cố trong quá trình thi công.

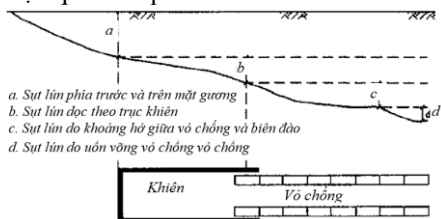
Để đánh giá tác động sụt lún gây ảnh hưởng tới các công trình bề mặt, thông thường chúng ta chủ yếu quan tâm tới dịch chuyển xảy ra trong thời gian ngắn sau khi đào vì đối với dịch chuyển xảy ra trong thời gian dài, công trình bề mặt có thể tự thích nghi với những biến đổi do dịch chuyển đất.

Tùy thuộc vào điều kiện khối đất, giai đoạn dịch chuyển trong thời gian ngắn sau khi đào có thể kéo

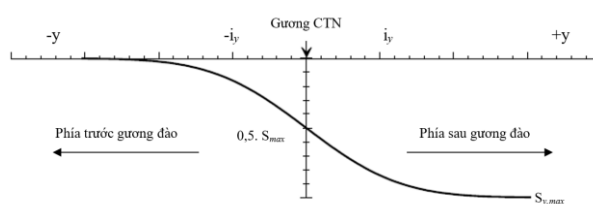
* Tác giả liên hệ

Email: nguyentaitien@humg.edu.vn

dài trong khoảng thời gian khác nhau. Theo Macklin và Field (Macklin & Field, 1999), giai đoạn này diễn ra trước và sau khi đào 24 giờ. Dịch chuyển này xảy ra do sự giải phóng ứng suất trong môi trường khối đất do hậu quả của quá trình khai đào CTN.



Hình 1. Cơ chế sụt lún khi thi công CTN bằng máy khiên đào



Hình 2. Đường cong lún dọc trục CTN (Attewell, P. B., Yeates, J. & Selby, A. R., 1986).

2.1.2. Phương pháp xác định lún bề mặt

a. Lún bề mặt theo phương vuông góc với trục CTN

Phương pháp kinh nghiệm và phương pháp giải tích thường dựa trên các kết quả đo đạc quan trắc tại hiện trường trong suốt quá trình thi công công trình ngầm. Theo các tác giả Schmidt (Schmidt, 1969) và Peck (Peck, R.B, 1969) đã chỉ ra rằng phễu lún trên mặt đất sau khi thi công một đường hầm có dạng phân bố đường cong Gauss:

$$S_x = S_{\max} \cdot e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad (1)$$

Ở đây: S_{\max} – Độ lún lớn nhất trên bề mặt (tại vị trí nằm trên trục của công trình ngầm); x – Khoảng cách từ điểm xét tới trục đường hầm; i - vị trí điểm uốn so với trục đường hầm. Vị trí điểm uốn có thể được xác định theo các công thức kinh nghiệm sau:

Bảng 1. Các công thức thực nghiệm tính toán trị số (i)

Tác giả	Công thức tính (i)
Peck (Peck, R.B, 1969)	$\frac{i}{R} = \left(\frac{H}{2R}\right)^n$ ($n = 0,8 - 1$)
O'Reilly và New (O'Reilly, M.P., New, B.M, 1982)	$i = 0,43H + 1,1$ (Đất dính ($3 \leq H \leq 34m$)) $i = 0,28H - 0,1$ (Đất rời ($6 \leq H \leq 10m$))
Atkinson và Potts (Atkinson & Potts, 1977)	$i = 0,25 (H+R)$ (đất cát) $i = 0,25 (1,5H + 0,5R)$ (sét chặt và sét quá cố kết)
Leach (Leach, 1985)	$i = (0,57 + 0,45H) \pm 1,01$ (m)
Mair (Mair R., 1983)	$i = 0,5H$
Herzog (Herzog, 1985)	$i = 0,4H + 1,92$

b. Lún bề mặt theo phương dọc trục CTN

Song song với việc xác định kích thước phễu lún theo phương vuông góc với trục CTN, cần thiết phải xác định vùng sụt lún theo phương dọc trục CTN đặc biệt là độ lún phía trước gương đào. Theo Attewell và Woodman (Attewell & Woodman, 1982), độ lún tại vị trí mặt gương đào theo phương dọc trục có thể lấy xấp xỉ bằng 1/2 độ lún cuối cùng (hình 2).

Trị số độ lún tại các điểm dọc theo trục CTN được tính theo công thức:

$$S_v(y)_{x=0} = S_{v,\max} \Phi\left(\frac{y}{i}\right) \quad (2)$$

Trong đó:
$$\Phi(y) = \frac{1}{i_y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{y^2}{2i_y^2}} dy \quad (3)$$

y : toạ độ điểm tính lún kể từ vị trí mặt gương;

i_y : trị số đặc trưng kích thước phễu lún theo phương dọc trục, có thể lấy gần đúng $i_y = i$

Độ lún theo phương dọc trục là trị số phụ thuộc vào thời gian

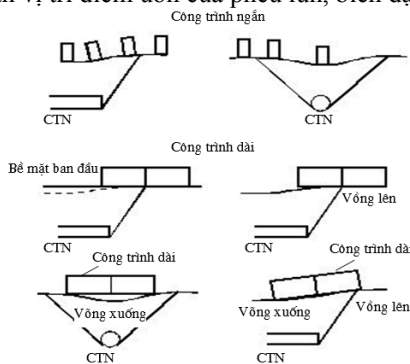
2.2 Tác động của dịch chuyển bề mặt tới công trình

Để đánh giá mức độ ảnh hưởng của dịch chuyển bề mặt tới các công trình xây dựng, có thể phân nhóm các công trình này thành 2 dạng:

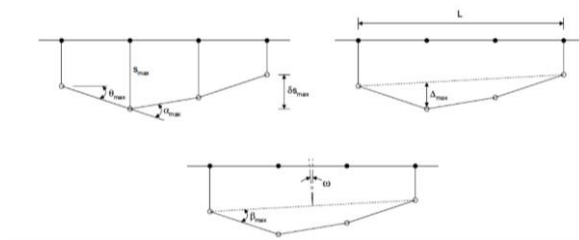
- Công trình khối xây: chủ yếu là những công trình cũ đã được xây dựng trong thời gian trước đây. Chúng có đặc điểm công trình cứng biến dạng, dịch chuyển với khối đất nền.

- Công trình bằng bê tông cốt thép hoặc vật liệu tương đương theo kiểu kết cấu khung, vòm... là những công trình được xây dựng trong những năm gần đây. Do khả năng chống uốn tốt của các cấu kiện trong công trình nên hạn chế mức độ tác động tới ổn định gây ra do sự dịch chuyển của đất nền.

Từ hình 3 cho thấy, mức độ chịu tác động của công trình bề mặt khi xảy ra lún mặt đất do hậu quả của quá trình thi công CTN phía dưới phụ thuộc rất nhiều vào mức độ lún đều dưới móng công trình hay vị trí của công trình bề mặt và tốc độ lún xảy ra: Trường hợp công trình bề mặt nằm trực tiếp trên nóc CTN, trong kết cấu công trình chủ yếu xuất hiện các vết nứt do cắt; Trường hợp công trình bề mặt nằm cách xa trục CTN, trong kết cấu công trình chủ yếu xuất hiện vết nứt do uốn; Trường hợp công trình bề mặt nằm gần vị trí điểm uốn của phễu lún, biến dạng trong kết cấu công trình rất phức tạp và nguy hiểm;



Hình 3. Các dạng ảnh hưởng của phễu lún tới công trình bề mặt (Attewell, 1995)



Hình 4. Các tham số đánh giá hư hại công trình

2.2.1 Đánh giá mức độ phá hủy công trình trên mặt do lún mặt đất.

Từ những nghiên cứu về ảnh hưởng của việc xây dựng các công trình ngầm đến các công trình trên bề mặt trong thực tế, các nhà nghiên cứu đã đưa ra những kiến nghị và chỉ dẫn về độ lún cho phép. Burland và Wroth (1974) đã rất nhiều các tham số về biến dạng dẫn đến hư hại cho công trình, trong đó độ mở khe nứt trong kết cấu là thông số quan trọng để đánh giá mức độ phá hủy. Theo đó, có thể phân loại mức độ phá hủy trong kết cấu theo độ mở khe nứt (bảng 2).

Bảng 2: Phân loại mức độ phá hủy trong kết cấu theo độ mở khe nứt (Burland, J.B., Broms, B., DeMello, 1977)

Cấp phá hủy	Mức độ	Mô tả	Chiều rộng khe nứt (mm)	Biến dạng kéo ϵ_{lim} (%)
0	Phá hủy có thể bỏ qua	Vì khe nứt	< 0,1	0 – 0,05
1	Phá hủy rất nhỏ	Nứt nhỏ	< 1	0,05 – 0,075
2	Phá hủy nhỏ	Nứt nhỏ, được xử lý	< 5	0,075 – 0,15
3	Phá hủy trung bình	Chức năng sử dụng	5 - 15 (một số khe nứt > 3mm)	0,15 – 0,3
4	Phá hủy nghiêm trọng	Kết cấu	15 - 25	> 0,3
5	Phá hủy rất nghiêm trọng.	Kết cấu	> 25	

Tuy nhiên, có thể trích dẫn một số kiến nghị về giới hạn dịch chuyển của công trình bề mặt phía trên khu vực CTN theo tiêu chuẩn Châu Âu (Eric Leca, Barry New, 2007):

- Giới hạn xoay theo phương đứng có thể chấp nhận của công trình: 0,5 đến 3,33 ‰. Giới hạn tối đa là 6,67 ‰;
- Với hầu hết các công trình, cho phép độ lún tối đa 50mm và độ chênh lệch lún giữa hai móng cột công trình 20mm. Các giá trị giới hạn này có thể lớn hơn nếu độ xoay của công trình vẫn nằm trong giới hạn phép;

Bảng 3: Giới hạn nguy hiểm đối với các công trình bề mặt (Eric Leca, Barry New, 2007)

Cấp nguy hiểm	Độ dốc trung bình của phễu lún dưới công trình (‰)	Độ lún tối đa của công trình (mm)
1	≤ 2	≤ 10
2	$2 < \leq 4$	$10 < < 50$

Bảng 4: Phân loại mức độ phá hủy theo (Rankin, 1988)

Cấp phá hủy	Mức độ	Mô tả	Biến dạng góc β_{max}	Độ lún max S_{max} (mm)
1	Phá hủy có thể bỏ qua	Không xảy ra phá hoại ở bên ngoài	$<1/500$	<10
2	Phá hủy nhỏ	Có phá hoại ở bên ngoài nhưng không có phá hoại về mặt kết cấu.	$1/500-1/200$	10–50
3	Phá hủy trung bình	Có phá hoại ở bên ngoài và gây phá hoại các đường ống cứng.	$1/200-1/50$	50–75
4	Phá hủy lớn	Phá hoại về kết cấu của tòa nhà, các đường ống cứng và các loại đường ống khác.	$>1/50$	>75

Bảng 5: Mối quan hệ giữa Mức độ phá hủy và biến dạng kéo (Boscardin, M.D., Cording, E.J., 1989)

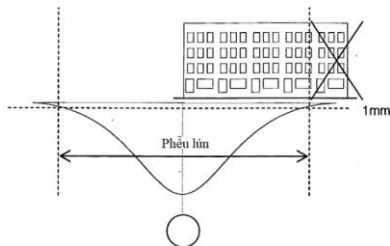
Cấp phá hủy	Mức độ	Biến dạng kéo (%)
1	Phá hủy rất nghiêm trọng và nghiêm trọng	$> 0,3$
2	Phá hủy trung bình	0,15 - 0,3
3	Phá hủy nhỏ	0,075 - 0,15
4	Phá hủy rất nhỏ	0,05-0,075
0	Phá hủy không đáng kể	0 - 0,05

2.2.2. Phương pháp đánh giá ảnh hưởng của lún bề mặt tới công trình

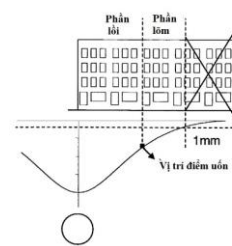
Phương pháp phổ biến nhất để dự báo mức độ phá hủy của công trình là phương pháp biến dạng kéo giới hạn (Limiting Tensile Strain Method - LTSM). Phương pháp này được xây dựng bởi Burland và Worth (1974) dựa trên khả năng biến dạng tối đa của vật liệu. Phương pháp này bao gồm các bước như sau:

Bước 1. Xác định độ lún bề mặt khi xây dựng đường hầm (bề mặt phẳng, không có công trình phía trên)

Được xác định theo các phương pháp đã được trình bày ở phần trên. Ở bước này ta cần xác định vị trí điểm uốn để xác định phần lồi và phần lõm trong phễu lún. Trong thực tế, với độ lún nhỏ hơn 1mm được coi là không ảnh hưởng tới công trình. Chính vì vậy, phần công trình nằm trong phạm vi phễu lún có độ lún nhỏ hơn 1mm không cần phải xem xét (Kessel, 2012).



Hình 5. Xác định phần lún ảnh hưởng tới công trình theo (Mair R. , 1983)



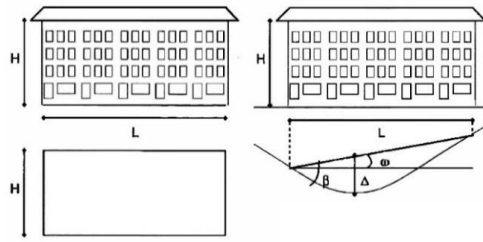
Hình 6. Xác định phần lồi, lõm của phễu lún tương quang với công trình

Bước 2. Xác định vị trí công trình trong phễu lún;

Sau khi đã xác định được phễu lún, ta sẽ xác định được phần công trình nằm ở phần lồi và phần lõm (hình) của phễu lún và xác định tỷ lệ L/H của mỗi phần. Từng phần sẽ được phân tích riêng rẽ (nếu độ nghiêng của từng phần sai khác nhỏ hơn 15% tổng độ nghiêng của công trình). Nếu độ nghiêng từng phần sai khác lớn hơn 15% tổng độ nghiêng, thì khi phân tích riêng rẽ sẽ ảnh hưởng tới độ lớn của mômen và lực cắt trong kết cấu.

Bước 3. Xác định các thông số dịch chuyển của công trình;

Coi công trình là một dầm đàn hồi, đồng nhất, đẳng hướng và không trọng lượng. Với chiều dài dầm L, chiều cao H (Chiều cao từ móng của công trình) và tham số của vật liệu E/G.



Hình 7. Mô hình dầm với các tham số xác định Burland và nnk (1974) Biến dạng góc; Δ/L - độ võng tương đối trên chiều dài của kết cấu; ω - độ nghiêng

Bước 4. Xác định biến dạng của công trình (uốn, kéo);



Hình 8. Mô hình tính toán theo Burland, J.B. & Wroth, C.P., 1974)

Coi công trình là một dầm đàn hồi, tải trọng tập trung ở giữa dầm. Theo bài toán về dầm Timoshenko, biến dạng ngang được xác định như sau:

$$\varepsilon_h = \frac{\delta L}{L} \quad (4)$$

Độ võng của dầm được xác định như sau:

$$\Delta = \frac{P.L^3}{48.E.I} + \frac{P.L.\alpha_s}{4.G.A} \quad (5)$$

Trong đó: Δ - Độ võng của dầm; L - Chiều dài dầm; G - Mô đun trượt của dầm; E - Mô đun đàn hồi; I - Moment quán tính; A - Diện tích mặt cắt ngang dầm; α_s - Hệ số phụ thuộc vào hình dạng (thường lấy 1,5).

Biến dạng uốn lớn nhất của dầm được xác định theo công thức sau:

$$\varepsilon_{b,max} = \frac{M}{E.W} = \frac{P.L.H}{4.E.I.2} \quad (6)$$

Ở đây: M - Mômen do tải trọng tập trung; W - Mô đun chống uốn của dầm.

Burland và nnk (1974) đưa ra phương pháp xác định biến dạng uốn của kết cấu trong phần lồi và lõm của phễu lún.

- Biến dạng uốn lớn nhất của dầm ở phần lồi:

$$\varepsilon_{b,max} = \left(\frac{\Delta}{L}\right) \cdot \left[\frac{6 \cdot \left(\frac{L}{H}\right)}{\left(\frac{L}{H}\right)^2 + \alpha_s \frac{E}{G}} \right] \quad (7)$$

- Biến dạng uốn lớn nhất của dầm ở phần lõm:

$$\varepsilon_{b,max} = \left(\frac{\Delta}{L}\right) \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(\frac{L}{H}\right)}{\frac{1}{4} \cdot \left(\frac{L}{H}\right)^2 + \alpha_s \frac{E}{G}} \right] \quad (8)$$

Biến dạng xiên lớn nhất:

$$\varepsilon_{d,max} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\tau_{max}}{G} = \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{max}}{G.A} = \frac{3.P}{8.G.A} \quad (9)$$

Ở đây: γ_{max} - Biến dạng cắt lớn nhất; τ_{max} - Ứng suất cắt lớn nhất; V_{max} - Lực cắt lớn nhất.

Bước 5. Xác định tổng biến dạng công trình;

Tổng biến dạng của công trình là tổng của biến dạng ngang, biến dạng uốn và biến dạng xiên. Tổng biến dạng được kết hợp theo 2 cách: Biến dạng lớn nhất do uốn và biến dạng ngang trung bình (phương pháp công tác dụng); Biến dạng xiên lớn nhất và biến dạng ngang trung bình (Sử dụng vòng tròn Mohr). Tổng biến dạng công trình được xác định là giá trị lớn nhất trong 2 cách xác định trên.

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{b,max} + \varepsilon_h$$
$$\varepsilon_{bt} = \frac{\varepsilon_h}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_h}{2}\right)^2 + \varepsilon_{d,max}^2}$$

Theo Netzel (Netzel, 2009) khi xác định tổng biến dạng công trình thì không nên lấy biến dạng ngang vào khu vực phần lõi của Pfeiffer vì sẽ làm giảm mức độ hư hại của công trình.

Bước 6. Phân loại mức độ phá hoại của công trình.

Từ tổng biến dạng đã xác định được từ các bước trên, căn cứ vào Bảng 2 phân loại của Burland và nnk (1977) để phân loại mức độ phá hủy của công trình.

3. Kết quả và thảo luận

Phương pháp biến dạng kéo giới hạn (LSTM) được sử dụng trong nhiều năm qua và hiện tại vẫn được sử dụng. Tuy nhiên phương pháp này dựa trên những yếu tố giả định và những yếu tố đơn giản hóa chính vì vậy sẽ làm cho công tác dự báo, đánh giá thiệt hại không chính xác. Các giả định và yếu tố làm đơn giản hóa như:

- Không có sự tương tác giữa kết cấu và đất đá;
- Kết cấu công trình được coi là dầm đàn hồi tuyến tính trên giá đỡ, các biểu hiện phi tuyến như sự phân bố lại ứng suất và độ cứng không được xem xét. Biểu hiện giòn và nứt cục bộ cũng không được tính đến;
- Bề mặt kết cấu chỉ thể hiện với tỉ lệ E/G khác, trong khi đó không tính đến được vị trí yếu nơi tập trung ứng suất nguy hiểm như góc cửa ra vào, cửa sổ;
- Phương pháp này áp dụng chủ yếu với kết cấu khối xây;
- Các tải trọng khác lên tòa nhà không được tính đến;
- Lún theo dọc trục công trình ngầm không được tính đến.

4. Kết luận

Phương pháp biến dạng kéo giới hạn đã được sử dụng từ lâu, tuy nhiên nó có những hạn chế nêu trên. Do vậy, hiện nay để đánh giá ảnh hưởng của việc thi công công trình ngầm tới lún bề mặt và tác động của lún đến công trình trên bề mặt thường sử dụng các công cụ mô hình số như Flac3D; Plaxis, Abacus ... được xây dựng trên phương pháp phần tử hữu hạn.

Các bài toán thường được phát triển theo 2 hướng chính như sau:

- Công trình bề mặt là khối xây với móng nông: ở bài toán này thường nghiên cứu lún bề mặt và ảnh hưởng của lún đến phá hoại các công trình trên bề mặt.
- Công trình bề mặt với móng sâu: ở bài toán này thường nghiên cứu ảnh hưởng của việc xây dựng công trình ngầm đến móng cọc của công trình, sự thay đổi nội lực trong móng cọc. Đồng thời nghiên cứu lún của hệ công trình bề mặt.

Thành phố Hà Nội và Thành phố Hồ Chí Minh là hai thành phố lớn của Việt Nam đang triển khai xây dựng hệ thống tàu điện ngầm. Với đặc điểm thành phố với nhiều công trình đan xen hỗn hợp (nhà khối xây, nhà với móng nông, nhà cao tầng với hệ thống cọc nhồi), rất cần thiết phải có những nghiên cứu cụ thể để đánh giá ảnh hưởng của việc xây dựng các đường hầm tàu điện ngầm tới các công trình trên bề mặt.

Tài liệu tham khảo

Đỗ Ngọc Anh. (2010). *Bài giảng Xây dựng Công trình ngầm Dân dụng và Công nghiệp*. Hà Nội: Bộ môn Xây dựng CTN và Mỏ.

Đỗ Ngọc Anh, L. Q. (2016). Quy trình mới dự báo lún mặt đất phía trên hai đường hầm nằm nông trong đất mềm. *Tuyển tập các công trình khoa học Kỷ niệm 50 năm thành lập Bộ môn Xây dựng công trình ngầm và mỏ 1966-2016*. (pp. Trang 32-41). ISBN 978-604-913-445-6.

Nguyễn Tài Tiến, Đ. N. (5.2017). Dự báo lún phía trên công trình ngầm bằng phương pháp hồi quy phi tuyến. *Tạp chí Công nghiệp Mỏ*, 68-72.

Attewell & Woodman. (1982). *Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil*. University of Durham.

Attewell, P. B., Yeates, J. & Selby, A. R. (1986). *Soil Movements Induced by Tunnelling and their*

Effects on Pipelines and Structures. London: Blackie and Son Ltd.

Boscardin, M.D., Cording, E.J. (1989). Building response to excavation induced settlement. . *Journal of Geotechnical Engineering* 115, 1–21.

Burland, J. (1997). Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. *Earthquake geotechnical engineering*, (pp. 1189-1201). Rotterdam.

Burland, J., David, P., & Franzius, J. (2006). The response of surface structures to tunnel construction. *Geotechnical Engineering, Volume 159*(Issue 1), 3-17.

Burland, J.B. & Wroth, C.P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. 611-654.

Burland, J.B., Broms, B., DeMello. (1977). Behaviour of foundations and structures: state of the art report. *Proceedings of 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (pp. 495–546).

Clarke, J. A., Moradabadi, E., & Laefer, D. (2015). The effect of uncertainty on the prediction of building damage due to tunnelling-induced settlement. *Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development* (pp. 13 – 17). Edinburgh, UK,; XVI ECSMGE 2015.

Herzog, M. (1985). Surface subsidence above shallow tunnels. *Bautechnik* 62, 375–377.

Kessel, L. v. (2012). *Tunnel induced settlement damage*. Delft University of Technology.: MSc thesis.

Mair, R. (1983). Geotechnical aspects of soft-ground tunnelling. *Conf. on Construction Problems in Soft Soils*. Nanyang Technological Institute, Singapore.

Netzel, H. (2009). *Building response due to ground movements*. PhD Thesis: Delft University of Technology.

O'Reilly, M.P., New, B.M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom, their magnitude and prediction. *Tunnelling '82* (pp. 173-181). Brighton: Inst of Mining & Metallurgy.

Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Mexico, Cit.

Rankin, W.(1988). Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions an effects. *Geological Society, London, Engineering Geology Special Pub. 5*, 79–92.

Ritter, S., Giardina, G., DeJong, M. J., & Mair, R. J. (2017). Influence of building characteristics on tunnelling-induced ground movements. *Géotechnique, Volume 67*(Issue 10), 926-937.

Schmidt, B. (1969). A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 11–22.

ABSTRACT

Evaluating the effect of tunneling on surface structures

Nguyen Tai Tien^{1,*}, Nguyen Van Quang²

¹Saint-Peterburg Mining University; ²University of Transport Technology

In Vietnam is currently in a timeframe where is started off with the planning and construction of tunnel routes, especially in the bigger cities such as Hanoi and Hochiminh. Tunnel construction processes will influence existing ground structures. Surface settlement is considered popular during tunnelling in shallow depth and on soft soils. Surface settlements will damage on existing structures and tunnel structure. In this article, authors are trying to analyze the causes, methods estimating settlement and the effects of settlement on surface structures. They will use theoretical studies, analytic and synthetic methods. This article shows factors which will assess the structural damage.

Keywords: Tunnelling; surface settlement; damage; surface structures.

Mô hình tính toán mức độ thủy hóa các chất kết dính thành phần trong hồ xi măng

Nguyễn Trọng Dũng^{1,*}

¹ Trường Đại học Mở - Địa chất

TÓM TẮT

Sự hình thành và phát triển các tính chất cơ học của bê tông ngay từ khi bắt đầu trộn đến khi đạt cường độ sử dụng phụ thuộc rất lớn vào quá trình thủy hóa các chất kết dính thành phần cũng như các chất phụ gia khoáng hoạt tính được thêm vào trong hồ xi măng. Tuy nhiên, đánh giá mức độ thủy hóa của các chất kết dính này trong quá trình ninh kết của bê tông là công việc hết sức khó khăn do các cơ chế phản ứng hóa lý phức tạp ở mức độ phân tử của các thành phần tham gia. Trong báo cáo này, tác giả đề xuất sử dụng mô hình số để xác định mức độ thủy hóa của xi măng thông qua việc phân tích cơ chế phản ứng và đo nhiệt lượng tỏa ra trong quá trình thủy hóa xi măng của các mẫu thực nghiệm.

Từ khóa: mô hình; thủy hóa; chất kết dính; hồ xi măng

1. Đặt vấn đề

Hiện nay, trên thế giới cũng như tại Việt nam, xi măng được sử dụng phổ biến trong xây dựng chủ yếu là xi măng Portland có thành phần chính là clinker Portland, tác nhân tạo nên tính kết dính của xi măng. Xét về hàm lượng các hợp chất chính, thông qua phương pháp phân tích của (Bogue, 1952), ít nhất 2/3 khối lượng của clinker phải được cấu thành bởi các khoáng Alit (C_3S) và Belit (C_2S), phần còn lại chứa lượng lớn của Aluminat Tricanxit (C_3A) và Feroaluminat Tetracanxi (C_4AF) cùng một số khoáng phụ khác. Trên thực tế, quá trình thủy hóa xi măng chính là các phản ứng hòa tan các hợp chất trên nhằm tạo ra pha kết dính chủ lực C-S-H và CH (Canxi hydroxit). Trong các nghiên cứu (Taylor, 1990; Adenot, 1992; Vernet, 1994) các tác giả đã đề xuất các tỷ lệ phản ứng khác nhau tùy thuộc vào tỷ lệ C/S trong xi măng. Thủy hóa xi măng là quá trình tiêu thụ nước và tỏa nhiệt, kèm theo đó là các cơ chế phức tạp về cân bằng nhiệt và cân bằng thủy lực giữa các pha (Lacarrière, 2007). Quá trình này có ý nghĩa quan trọng đến sự hình thành và phát triển các tính chất cơ học của hồ xi măng ngay từ khi bắt đầu trộn đến khi đạt cường độ sử dụng.

Tuy nhiên việc xây dựng mối liên hệ giữa tốc độ thủy hóa và sự phát triển các tính chất cơ lý của hồ xi măng là hết sức khó khăn do các cơ chế phản ứng phức tạp ở cấp độ phân tử cũng như việc quan sát và đo đạc các đại lượng đòi hỏi phải có phương tiện thí nghiệm hiện đại (Lei, 2006). Hướng đến việc khắc phục những khó khăn này, việc xây dựng các mô hình số cho phép dự đoán tốc độ thủy hóa cũng như sự hình thành cường độ của hồ xi măng là một hướng đi phù hợp với xu hướng nghiên cứu chung hiện nay trên thế giới trong đó ưu tiên sử dụng các công cụ số để tối ưu hóa việc tính toán cũng như tiết kiệm chi phí thực nghiệm (Avrami, 1939; Copeland et al., 1960; Gutteridge and Dalziel, 1990a; Gutteridge and Dalziel, 1990b; Roelfstra and Salet, 1994; Humbert, 1989; Waller, 1999; Lacarrière, 2007). Trong báo cáo này, tác giả trình bày về cơ chế và khái niệm mức độ thủy hóa xi măng cũng như đề xuất sử dụng mô hình số của (Lacarrière, 2007) để xác định mức độ thủy hóa của xi măng thông qua việc phân tích cơ chế phản ứng của các chất kết dính thành phần. Các thông số đầu vào của mô hình được xác định dựa vào việc phân tích thành phần hóa học của loại xi măng sử dụng cũng như kết quả đo nhiệt lượng tỏa ra bằng bình Langavant trong quá trình thủy hóa xi măng của các mẫu thực nghiệm.

2. Mức độ thủy hóa của xi măng và phương pháp xác định mức độ thủy hóa

2.1. Thủy hóa xi măng và các phản ứng pozzolanic

Sản phẩm chính của quá trình thủy hóa clinker xi măng là các chất kết dính tuýp C-S-H (xem Bảng 1) và một số sản phẩm kết dính khác chứa oxit nhôm và oxit sắt. Ngoài ra còn có sản phẩm phụ CH (canxi hydroxit), đây là hợp chất không ổn định khi độ pH trong bê tông nhỏ hơn 12,5 và có thể bị hòa tan trong nước, dẫn tới giảm độ ổn định và độ bền của bê tông. Để cải thiện cường độ bê tông, có thể giảm bớt hàm

* Tác giả liên hệ

Email: nguyentrongdung@hmg.edu.vn

lượng CH bằng cách trộn thêm các phụ gia khoáng hoạt tính như tro bay, muội silíc, xỉ lò cao, ... Các phụ gia khoáng này đều có tính pozzolanic - tính chất của các hợp chất chứa oxit silíc có thể phản ứng với canxi hydroxit- và sẽ phản ứng với CH để tạo ra các chất kết dính ổn định, qua đó cải thiện cường độ và độ bền của bê tông. Các phản ứng này được gọi chung là các phản ứng pozzolanic (xem Bảng 1). Lưu ý rằng trong các phương trình phản ứng của C₃A và C₄AF có sự xuất hiện của hợp chất C \bar{S} H₂ hay còn gọi là thạch anh. Đây là hợp chất thường được thêm vào trong thành phần xi măng nhằm tăng mức độ hình thành C-S-H và giảm hàm lượng CH được tạo thành, qua đó tăng cường độ cho bê tông.

Bảng 1. Phương trình phản ứng thủy hóa các hợp chất trong clinker xi măng và các phản ứng pozzolanic

Phản ứng thủy hóa clinker xi măng	Phản ứng pozzolanic
$C_3S + (1,3 + y)H \rightarrow C_{1,7}SH_y + 1,3CH + Q_1$	$S + xCH + yH \rightarrow C_xSH_{x+y}$
$C_2S + (0,3 + y)H \rightarrow C_{1,7}SH_y + 0,3CH + Q_2$	$A + 3CH + 3H \rightarrow C_3AH_6$
$C_3A + C\bar{S}H_2 + xH \rightarrow (C_4A\bar{S}H_{12}, C_6A\bar{S}_3H_{32}, C_3AH_6) + Q_3$	$A + S + 2CH + 6H \rightarrow C_2ASH_8$
$C_4AF + C\bar{S}H_2 + x'H \rightarrow (AFm, AFt, C\{A, F\}H) + Q$	$A + xS + 3CH + (y-3)H \rightarrow C_3AS_xH_y$

2.2. Mức độ thủy hóa xi măng – khái niệm và phương pháp xác định

Mức độ thủy hóa xi măng tại thời điểm t được xác định bằng tỷ số giữa khối lượng xi măng đã hòa tan hoàn toàn và tổng khối lượng xi măng khan ban đầu (t=0) :

$$\alpha(t) = \frac{m_{ch}(t)}{m_{can}(t=0)} = 1 - \frac{m_{can}(t)}{m_{can}(t=0)} \quad (1)$$

Trong đó: m_{ch}(t) - khối lượng xi măng đã hòa tan tại thời điểm t
m_{can}(t) - khối lượng xi măng khan còn lại tại thời điểm t

Mức độ thủy hóa có thể được xác định thông qua phương pháp phân tích hình ảnh MEB (Lei 2006, Lacarrière, 2007) nhằm trực tiếp xác định hàm lượng nước còn lại. Ngoài ra có thể sử dụng một số phương pháp gián tiếp như đo nhiệt lượng tỏa ra trong quá trình thủy hóa, đo hàm lượng nước liên kết ... để xác định α(t). Với phương pháp đo nhiệt tỏa ra, mức độ thủy hóa được xác định bởi phương trình:

$$\alpha(t) = \frac{Q(t)}{Q_{max}} \quad (2)$$

Trong đó: Q(t) là nhiệt lượng tỏa ra tại thời điểm t
Q_{max} là nhiệt lượng tỏa ra khi thủy hóa hoàn toàn

2.3. Cơ sở lý thuyết và mô hình tính toán mức độ thủy hóa bằng phương pháp đo nhiệt lượng tỏa ra

Trong điều kiện nội sinh, quá trình thủy hóa các chất kết dính trong xi măng cũng như các phụ gia khoáng hoạt tính là một quá trình tiêu thụ nước và tỏa nhiệt, kèm theo đó là các cơ chế cân bằng nhiệt và cân bằng thủy lực giữa các pha. Sự thay đổi lượng nước và nhiệt độ bên trong khối bê tông khi thủy hóa sẽ làm thay đổi quá trình thủy hóa động học của các pha thành phần (hoạt động thủy học và hoạt động nhiệt học). Như vậy, mô hình quá trình thủy hóa được xây dựng dựa trên các phương trình mô tả sự phát triển của mức độ thủy hóa, hàm lượng nước, và nhiệt độ. Theo (Lacarrière, 2007) phương trình mô tả quy luật phát triển của mức độ thủy hóa được đề xuất dưới dạng hàm số của các hệ số ảnh hưởng như sau:

$$\dot{\alpha}_i = A_i \cdot c_i(\alpha_i, W) \cdot \Pi_i(r_{mi}) \cdot h_i(T) \cdot g_i \quad (3)$$

Trong đó: A_i - hệ số điều chỉnh của mô hình được xác định từ thực nghiệm; c_i(α_i, W) - hệ số hoạt động hóa học; h_i(T) - hệ số hoạt động nhiệt học; g_i - hệ số hiệu ứng của phản ứng pozzolanic; Π_i(r_{mi}) - hệ số hòa tan (biểu diễn khả năng nước có thể tiếp xúc với các hạt khan)

Lưu ý rằng phương trình (3) được viết dưới dạng tổng quát cho từng pha chất khan riêng biệt. Trong trường hợp chỉ có clinker thì i=1, nếu có thêm phụ gia khoáng thêm vào thì tương ứng với từng pha khan cho thêm i=2...n. Các hệ số trong phương trình (3) được xác định như sau

- Hệ số hoạt động hóa học:

$$c_i = \frac{V_{An\,diss_i}}{V_W} = \frac{\alpha_i \cdot (m_{An_i} / \rho_{An_i})}{V_W} \quad (4)$$

Trong đó: V_W - thể tích nước ban đầu; m_{An_i} - khối lượng ban đầu của pha khan thứ “i”; ρ_{An_i} - khối lượng thể tích của pha khan thứ “i”; V_{Andiss_i} - thể tích của pha khan thứ “i”

• **Hệ số hòa tan:**

$$\Pi_i = \exp(B_i \cdot r_{mi}^{n_i}) \quad (5)$$

Trong đó: B_i và n_i - hệ số của mô hình xác định từ thực nghiệm; r_{mi} - hàm số hòa tan (hay còn gọi là bán kính hòa tan) được xác định bởi nồng độ nước, độ rỗng và nồng độ của các chất là sản phẩm của quá trình hòa tan:

$$r_{mi} = \frac{C_{P hydr_i} \cdot (1/\Phi_p)}{C_{P anh_i} \cdot W_p} \quad (6)$$

Trong đó: W_p - nồng độ nước trong hồ xi măng; Φ_p - độ rỗng của hồ xi măng:

$$\Phi_p = 1 - \sum_i (C_{P hydr_i} + C_{P anh_i}) \quad (7)$$

Với $C_{P hydr_i}$ và $C_{P anh_i}$ Nồng độ thể tích của các chất là sản phẩm của quá trình hòa tan pha khan thứ "i" và nồng độ thể tích của các chất khan thứ "i":

$$C_{P hydr_i} = R_i \cdot \alpha_i \frac{(m_{An_i} / \rho_{An_i})}{V_{paste_{mi}}} \quad C_{P anh_i} = R_i \cdot \alpha_i \frac{(m_{An_i} / \rho_{An_i})}{V_{paste_{mi}}} \quad (8)$$

Trong đó: R_i - Tỷ lệ thể tích giữa các chất hòa tan đã tạo ra và các chất khan thứ "i"; V_{paste} - thể tích ban đầu của hồ xi măng (nước + các chất khan)

• **Hệ số hoạt động nhiệt học:**

$$h_i = \exp\left(\frac{E_{a_i}}{RT}\right) \quad (9)$$

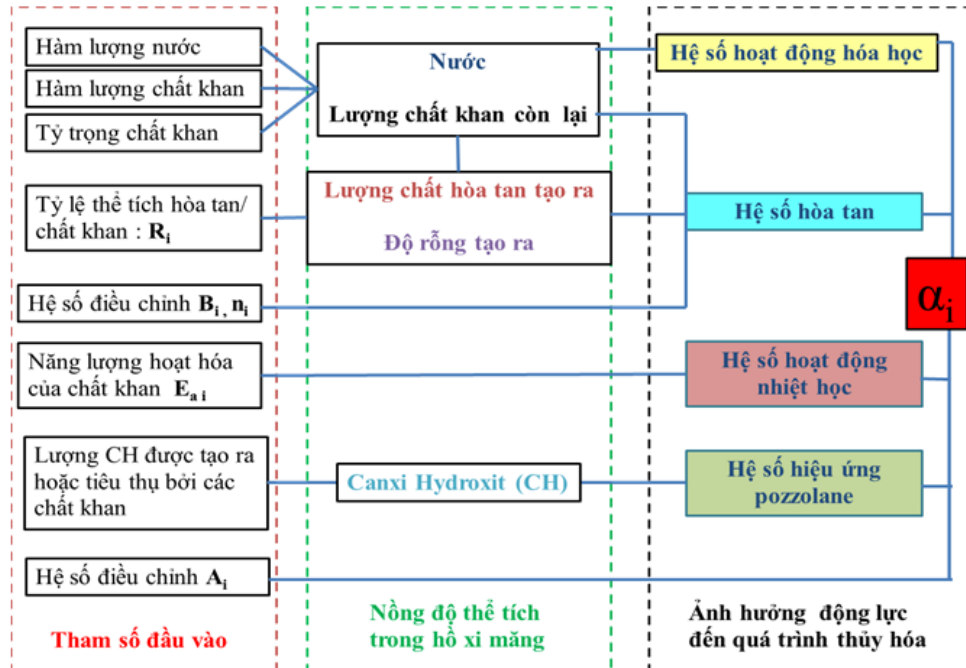
Trong đó: E_{a_i} - Năng lượng hoạt động của pha khan thứ "i"; R - Hằng số khí lý tưởng (8,314 J/mol.K)

• **Hệ số hiệu ứng của phản ứng pozzolanic:**

$g_i = C_{p CH}$ nếu pha khan là các phụ gia khoáng ($C_{p CH}$ là nồng độ canxi hydroxit của hồ xi măng)

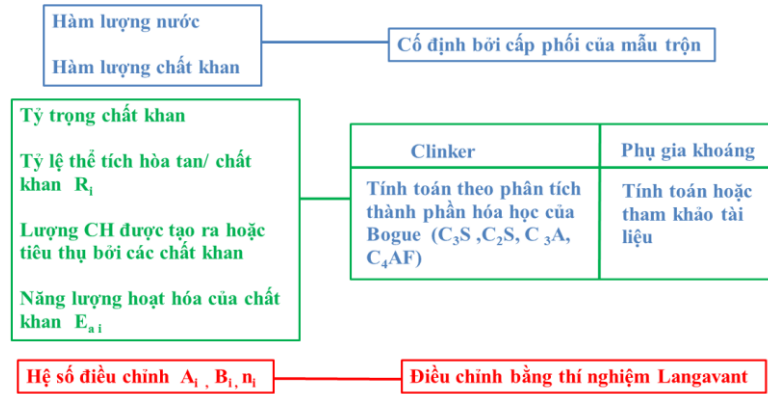
$g_i = 1$ nếu pha khan là clinker xi măng

Trong hình vẽ dưới đây, trình bày sơ đồ tổ hợp tính toán các hệ số cũng như tốc độ thủy hóa α_i của mỗi pha khan (Hình 1). Lưu ý rằng tất cả các tham số đầu vào trong mô hình (trừ hàm lượng nước) đều được hiểu là cho từng pha khan riêng biệt thứ "i".



Hình 1. Sơ đồ mô hình tính toán tốc độ thủy hóa từ các tham số đầu vào

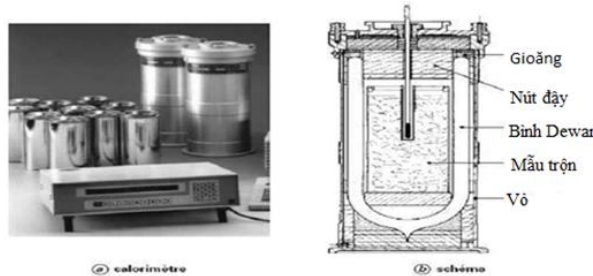
Các bước tổng quát nhằm xác định các tham số đầu vào của mô hình trên (8 tham số) được giới thiệu trong Hình 2. Trong sơ đồ này, việc xác định các hệ số A_i , B_i , n_i được thực hiện thông qua thí nghiệm Langavant (Lacarrière, 2007), trong khi việc xác định các tham số khác được giới thiệu chi tiết trong (Nguyễn Trọng Dũng, 2008).



Hình 2. Sơ đồ xác định các tham số đầu vào (Nguyễn Trọng Dũng, 2008)

2.4. Thí nghiệm Langavant và cách xác định các hệ số điều chỉnh của mô hình

Phép đo nhiệt lượng (calorimetry) là một phương pháp tương đối đơn giản, dễ thực hiện và là công cụ đắc lực trong việc nghiên cứu quá trình thủy hóa ngay từ những giờ đầu tiên sau khi trộn mẫu (0-72h). Dựa trên các nguyên lý nhiệt động học, việc đo nhiệt lượng tỏa ra được thực hiện theo 1 trong 2 điều kiện sau: điều kiện đoạn nhiệt (adiabatic) hoặc đẳng nhiệt (isothermal). Phương pháp giới thiệu trong bài báo này là một phương pháp kết hợp - phương pháp bán đoạn nhiệt (semi adiabatic) hay còn được gọi là phương pháp Langavant (Lacarrière, 2007). Mẫu trộn với cấp phối được đã biết được đưa vào hộp Langavant (Hình 3) ngay sau khi trộn, sự biến đổi nhiệt độ trong bình sẽ được ghi nhận tự động nhờ vào một thiết bị nối trực tiếp với máy tính và thông qua tính toán cho ta xác định được lượng nhiệt tỏa ra theo thời gian của mẫu. Tùy theo loại xi măng, nhìn chung, nhiệt lượng tỏa ra là từ khoảng 200 – 500 (J)/ 1g xi măng. Phần lớn lượng nhiệt này sẽ được tạo ra trong những giờ đầu tiên, sau đó giảm dần nhưng vẫn duy trì trong thời gian dài đến khi kết thúc quá trình thủy hóa.



Hình 3. Cấu tạo hộp Langavant (Lacarrière, 2007)

Nguyên lý tính toán nhiệt lượng tỏa ra Q_t là nguyên lý áp dụng cho hệ đoạn nhiệt:

$$Q_t = Q_a + Q_d \quad (10)$$

Trong đó : Q_d - Nhiệt thất thoát trong quá trình đo do đoạn nhiệt không hoàn toàn (xác định theo thông số kỹ thuật kèm theo của máy đo); Q_a - Nhiệt tỏa ra mà máy đo được, $Q_a = C_p \cdot \Delta T$ với C_p là nhiệt dung của hệ và ΔT là chênh lệch giữa nhiệt độ ban đầu và nhiệt độ ở thời điểm đo.

Nhiệt dung của hệ C_p được xác định bởi công thức sau:

$$C_p = C_{pm} + C_{pe} \quad (11)$$

Trong đó: C_{pm} là nhiệt dung của máy đo, được xác định bởi thông số kỹ thuật kèm theo của máy; C_{pe} là nhiệt dung của mẫu, xác định bởi công thức sau:

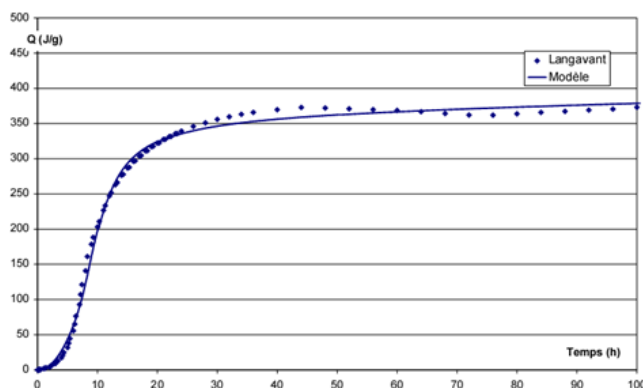
$$C_{pe} = C_{pxi} \cdot M_{xi} + C_{pn} \cdot M_n + C_{pp} \cdot M_p \quad (12)$$

Với: C_{pxi} , C_{pn} , C_{pp} lần lượt là nhiệt dung riêng của xi măng, nước, phụ gia cho thêm trong mẫu. Trong báo cáo này $C_{pxi} = 0,75 (J/g^\circ C)$, $C_{pn} = 0,7 (J/g^\circ C)$ và $C_{pp} = 3,76 (J/g^\circ C)$; M_{xi} , M_n , M_p lần lượt là khối lượng xi

măng, nước, phụ gia có trong mẫu (theo cấp phối).

Dựa trên kết quả đo và tính toán như trên, chúng ta có thể xác định nhiệt lượng tỏa ra theo thời gian của mẫu, và qua đó xác định được mức độ thủy hóa tại từng thời điểm thông qua biểu thức (2).

Các hệ số điều chỉnh của mô hình A_i , B_i và n_i được xác định bằng xấp xỉ hàm trong Excel theo phương pháp bình phương tối thiểu. Chọn các giá trị bất kỳ cho A_i , B_i và n_i và sử dụng các công thức tính toán theo đúng trình tự như trong mục 2.3 để xác định được tốc độ thủy hóa α_i tương ứng. Biết nhiệt lượng tỏa ra sau khi thủy hóa hoàn toàn Q_{max} (đo bằng máy), ta dùng biểu thức (2) để xác định biểu đồ $Q(t)$ theo thời gian. So sánh hai đường biểu diễn nhiệt lượng tỏa ra (tính toán theo mô hình và đo từ thí nghiệm Langavant) và sử dụng phương pháp xấp xỉ hàm để tính A_i , B_i và n_i sao cho sự sai khác giữa 2 đường biểu diễn là nhỏ nhất (Hình 3). Khi sai số nằm trong giới hạn cho phép, giá trị A_i , B_i , n_i nhận được chính là các hệ số điều chỉnh của mô hình (Chi tiết xem trong (Nguyễn Trọng Dũng, 2008)).



Hình 3. Nhiệt lượng tỏa ra theo thời gian sau khi điều chỉnh các hệ số [12]

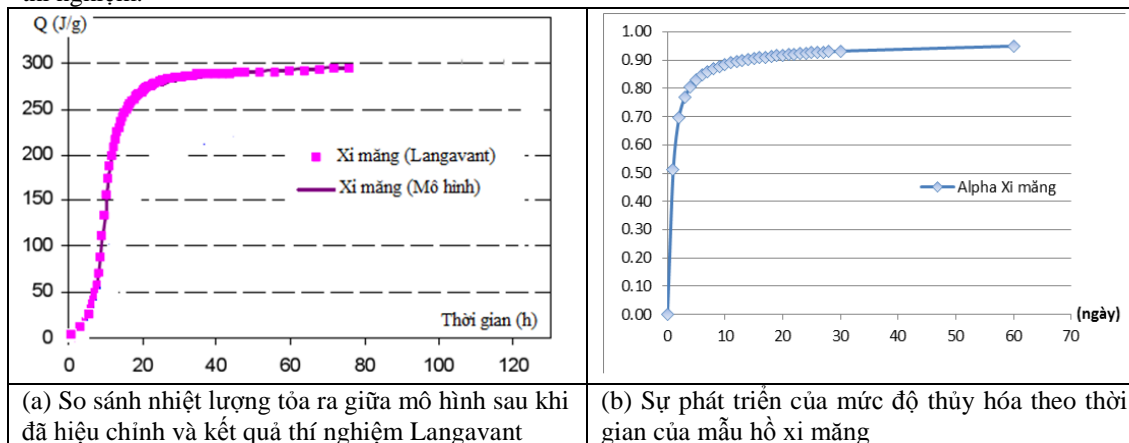
3. Kết quả và thảo luận

Trong báo cáo này, tác giả nghiên cứu mức độ thủy hóa của mẫu hồ xi măng được chế tạo từ xi măng CEM I - 52,5R (Pháp) với tỷ lệ nước/xi măng được chọn là $E/C=0,5$. Thành phần hóa học của loại xi măng này được cho trong Bảng 2 và tỷ lệ phần trăm các hợp chất theo phân tích của Bogue (%) lần lượt là $C_3S=60,75$; $C_2S=12,17$; $C_3A=10,04$ và $C_4AF=6,87$.

Bảng 2. Thành phần hóa học của xi măng CEM I

CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	SO ₃
64,66	20,20	5,23	2,26	3,69

Các thông số của mô hình được xác định theo (Lacariere 2007) như sau: $Q_{th}^T = 453,9$ (J/g); $E_a/R = 5669$ (K); $Q_{th}^W = 0,33$ (g/g); $Q_{CH} = 0,27$ (g/g); $R(m^3/m^3) = 1,85$ và $\rho = 3,153$ (g/cm³). Dựa trên kết quả đo nhiệt tỏa ra bằng bình Langavant (xem Hình 4a), sử dụng phương pháp xấp xỉ hàm bình phương tối thiểu ta xác định được các hệ số điều chỉnh của mô hình $A(1/h) = 1,88.10^9$; $B = 3,147$ và $n = 0,246$. Sự phát triển mức độ thủy hóa theo tính toán được biểu diễn trong Hình 4b. Có thể thấy tốc độ thủy hóa diễn ra mạnh mẽ trong những giờ đầu tiên sau khi trộn và diễn ra chậm hơn khi mẫu đạt độ tuổi 14 ngày. Sau đó quá trình diễn ra chậm cho đến khi gần như không đổi ở tuổi 28 ngày. Mức độ thủy hóa tối đa đạt gần 95%. Kết quả cho thấy mô hình số đã mô phỏng khá tốt mức độ thủy hóa diễn ra thực tế trong mẫu hồ xi măng thí nghiệm.



(a) So sánh nhiệt lượng tỏa ra giữa mô hình sau khi đã hiệu chỉnh và kết quả thí nghiệm Langavant

(b) Sự phát triển của mức độ thủy hóa theo thời gian của mẫu hồ xi măng

Hình 4. Mức độ thủy hóa của mẫu hồ xi măng CEM I với tỷ lệ nước/xi măng = 0,5.

4. Kết luận

Trong báo cáo, tác giả đã giới thiệu tổng quan về cơ chế thủy hóa clinker xi măng cũng như các phụ gia khoáng hoạt tính trộn thêm. Mức độ thủy hóa các chất kết dính thành phần trong hồ xi măng được xác định nhờ một mô hình số xây dựng dựa trên việc phân tích cơ chế phản ứng và tính toán các tác nhân ảnh hưởng như hệ số hoạt động hóa học, thủy học và nhiệt học. Các hệ số điều chỉnh của mô hình được xác định nhờ phương pháp đo nhiệt lượng tỏa ra trong quá trình thủy hóa bằng thí nghiệm Langavant. Kết quả tính toán dựa trên đo đạc thực nghiệm với mẫu hồ xi măng chế tạo từ xi măng CEM I – 52,5R cho thấy mô hình đã mô phỏng khá tốt mức độ thủy hóa diễn ra trong thực tế.

Tài liệu tham khảo

- Adenot F., 1992. *Durabilité du béton: caractérisation et modélisation des processus physiques et chimiques de dégradation du ciment*. PhD Thesis, Université d'Orléans, France.
- Avrami M., 1939. Kinetics of Phase Change. I General Theory. *The Journal of Chemical Physics*, Vol 7, Issue 12, pp 1103-1112.
- Bogue R.H., 1952. *La chimie du ciment Portland*. Eyrolles, Paris, 586p.
- Copeland L.E., Kantro D.L., Verbeck G., 1960. Chemistry of hydration of cement. *Proceeding of 4th International Symposium, Chemistry of Cement*, Paper IV-3.
- Gutteridge W.A., Dalziel J.A., 1990a. Filler cement: the effect of the secondary component on the hydration of Portland cement. Part 1. *Cement and Concrete Research*, vol. 20, issue number 5, pp 778-782.
- Gutteridge W.A., Dalziel J.A., 1990b. Filler cement: the effect of the secondary component on the hydration of Portland cement. Part 2. *Cement and Concrete Research*, vol. 20, issue number 6, pp 853-861.
- Humbert P., 1989. CESAR-LCPC: un code de calcul par éléments finis. *Bulletin de liaisons du Laboratoire des Ponts et Chaussées*, vol. 160, Mars-Avril, pp. 112-115.
- Lacarrière L.B., 2007. *Prévision et évaluation de la fissuration précoce des ouvrages en béton*. PhD Thesis, INSA Toulouse, France, 250p.
- Lei Z., 2006. *Caractérisation de l'hydratation des liants composés*. Rapport du stage, LMDC - INSA Toulouse, France.
- Nguyễn Trọng Dũng, 2008. *Evolution des propriétés mécaniques des bétons à base de liants composés au cours de l'hydratation*. Rapport du stage, LMDC - INSA Toulouse, France.
- Roelfstra P.E., Salet T.A.M., 1994. Modelling of heat and moisture transport in hardening concrete. *Thermal cracking in concrete at early age. Rilem proceeding 25*, ISBN 0419187103, pp. 273-281.
- Taylor H.F.W. 1990. *Cement chemistry*. Academic Press, London, 475p. ISBN 012683900X.
- Vernet C., 1994. *Pour une nouvelle approche de la structure des silicates de calcium hydrates (C-S-H) des ciments*. Séminaires des Laboratoires des Ponts et Chaussée (LPC), France.
- Waller V., 1999. *Relations entre composition des bétons, exothermie en cours de prise et résistance en compression*. PhD Thesis, ENPC Paris, France, 297p.

ABSTRACT

Modeling of hydration degree of adhesive compositions in cement paste

Nguyen Trong Dung¹

¹ Hanoi University of Mining and Geology

The evolution of the mechanical properties of concrete from the early depends strongly on the hydration process of the adhesive compositions as well as the admixed mineral in cement paste. However, the estimation of hydration degree of these adhesive compositions during the hardening process of cement paste is difficult due to the complex physico-chemical mechanism at the molecular level. In this report, the author introduces a numerical model which allows to determine the hydration degree of the adhesive compositions in cement paste by analyzing the reaction mechanism and measuring heat generated during the hydration process of experimental specimen.

Keywords: modeling; hydration; binder components; cement paste.

Nghiên cứu ảnh hưởng của hệ số quá cố kết OCR đến sự hóa lỏng tĩnh của cát Fontainebleau

Đặng Quang Huy^{1,2,*}, Reiffsteck Philippe¹,

¹ IFSTTAR, Cité Descartes - 14-20 boulevard Newton, 77447 Champs-sur-Marne, Marne-la-Vallée,

² Trường Đại học Mỏ-Địa chất, số 18 phố Viên, phường Đức Thắng, Bắc Từ Liêm, Hà Nội.

TÓM TẮT

Bài báo giới thiệu kết quả của một chuỗi thí nghiệm nén ba trục nghiên cứu về sự ảnh hưởng của hệ số quá cố kết OCR đến hoạt động hóa lỏng tĩnh của cát Fontainebleau. Kết quả thí nghiệm cho thấy, ở trạng thái cố kết thông thường (OCR=1) cát bị hóa lỏng hoàn toàn nhưng khi tăng hệ số OCR lên thì cường độ chống hóa lỏng của cát cũng tăng lên, cát chuyển từ trạng thái hóa lỏng hoàn toàn sang hóa lỏng tạm thời. Mặt khác, khi hệ số quá cố kết OCR càng lớn, giá trị điểm cực trị của độ lệch ứng suất cũng tăng lên, tuy nhiên, đến một giá trị OCR nhất định (OCR=5) thì độ biến thiên giá trị điểm cực trị này giảm đi, giá trị điểm cực trị độ lệch ứng suất gần như không thay đổi.

Từ khóa: Cát Fontainebleau, hóa lỏng tĩnh, hóa lỏng tạm thời, hệ số quá cố kết, ứng suất đỉnh,

Đặt vấn đề

Hóa lỏng đất là hiện tượng đất mất khả năng chịu lực và chuyển từ trạng thái rắn sang chảy như một chất lỏng đã được đề cập đến từ những năm đầu thế kỷ 20 (Hazen, 1920), từ đó đến nay, sự tàn phá của hiện tượng này đã được ghi nhận trong nhiều trận động đất và cũng được nhiều nhà nghiên cứu quan tâm. Tuy nhiên, chỉ sau khi trận động đất ở Niigata, Nhật Bản xảy ra năm 1964 phá hủy một phần lớn thành phố do đất bị hóa lỏng thì nó mới được nghiên cứu một cách có hệ thống. Hóa lỏng đất thường được chia làm hai loại là hóa lỏng động hoặc hóa lỏng tuần hoàn (cyclic liquefaction) hoặc hóa lỏng tĩnh (static liquefaction). Hiện tượng hóa lỏng thường được quan sát sau những trận động đất với những chấn động diễn ra liên tục theo chu kỳ nên hóa lỏng tuần hoàn gần như được ưu tiên nghiên cứu hơn. Những nghiên cứu về hóa lỏng tĩnh còn hạn chế cho dù càng ngày người ta nhận thấy rằng hóa lỏng tĩnh cũng gây ra những hậu quả nặng nề không kém. Một số nghiên cứu quan trọng về hóa lỏng tĩnh đã được thực hiện trong thời gian gần đây, (Castro, 1969), (Casagrande, 1979), (Vaid, Y.P., and Chern, J.C., 1985), (Sladen, 1985), (Lade, 1992), (Ishihara, 1993), song ảnh hưởng của hệ số quá cố kết OCR đến sự hóa lỏng tĩnh của cát vẫn chưa được nhiều tác giả quan tâm.

Hệ số quá cố kết OCR là một hệ số tỷ lệ giữa ứng suất tối đa mà nền đất đã chịu trong quá khứ và ứng suất mà nền đất đang chịu ở hiện tại. Một số tác giả đã nghiên cứu sự ảnh hưởng của OCR (Ishihara, K., and Takatsu, H, 1979), (Manmatharajan, 2011), (Nagase, 2004), (Shahsavari, M. and Sivathayalan, S., 2014), tuy nhiên những nghiên cứu này được tiến hành bằng các thí nghiệm nén ba trục tuần hoàn, có thể do hiện tượng hóa lỏng đất thường được quan sát thấy là hệ quả của các trận động đất với chấn động diễn ra liên tục, tuần hoàn. Ảnh hưởng của hệ số này đến hóa lỏng tĩnh gần như bị bỏ qua. Các nghiên cứu trên hầu như đều thống nhất rằng tăng giá trị OCR sẽ làm tăng sức kháng hóa lỏng tuần hoàn của cát.

Trong bài báo này, tác giả sẽ giới thiệu kết quả của một chuỗi thí nghiệm nén ba trục đơn với cát Fontainebleau để nghiên cứu sự ảnh hưởng của hệ số này đến sự hóa lỏng tĩnh của cát.

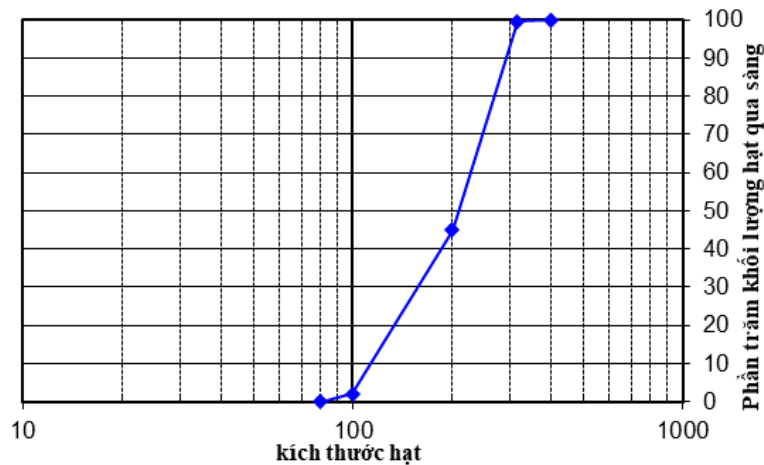
Vật liệu, thiết bị và phương pháp thí nghiệm

Vật liệu cát Fontainebleau

Vật liệu được sử dụng trong chuỗi thí nghiệm này là cát Fontainebleau, một loại cát được dùng để nghiên cứu phổ biến trong các phòng thí nghiệm ở Pháp. Đây là một loại cát hạt nhỏ, mịn, đồng đều và hạt tròn không sắc cạnh dễ có khả năng hóa lỏng hơn so với một loại cát khác cũng được sử dụng phổ biến ở Pháp là cát Hostun (Benahmed N., 2001). Kích thước hạt nằm trong khoảng 80µm tới 400 µm, cỡ hạt trung bình (d_{50}) và hệ số đồng nhất Cu của cát Fontainebleau lần lượt là 210 µm và 1,52. Biểu đồ phân bố thành phần hạt của cát Fontainebleau được thực hiện theo tiêu chuẩn NF P 94-056 của Pháp với kết quả thể hiện trong hình vẽ.

* Tác giả liên hệ

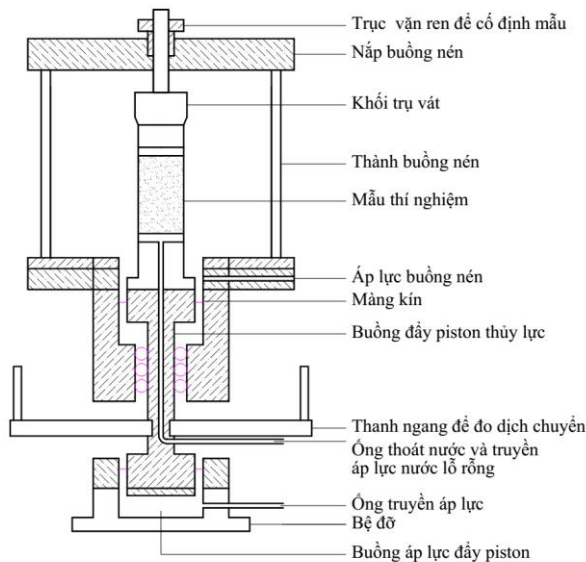
Email: quang-huy.dang@ifsttar.fr.



Hình 1. Biểu đồ phân bố thành phần cỡ hạt của cát Fontainebleau

Thiết bị thí nghiệm

Thiết bị nén ba trục sử dụng là một hệ thống thiết bị nén ba trục dạng Bishop và Wesly bao gồm các bộ phận chính là một buồng nén bằng nhựa trong suốt có thể chịu được áp suất 1,5Mpa, đặt trên một bộ kim loại với đế đặt mẫu đường kính 50mm nằm ở tâm. Đế đặt mẫu này có lỗ nhỏ ở giữa để nước có thể truyền vào mẫu thí nghiệm từ bên dưới, đồng thời nó được đặt trên piston thủy lực có thể di chuyển trong quá trình thí nghiệm. Bên trên mẫu thí nghiệm được gắn kín bằng nắp nhựa hình trụ đường kính bằng đường kính mẫu có lỗ nhỏ thông với ống nhỏ chịu được áp lực để nước có thể truyền vào mẫu từ bên trên. Bên dưới nắp của lồng nén có gắn một piston khác điều khiển tay bằng cách vặn ren. Đầu của piston này có dạng khối cầu nhỏ hoặc khối trụ vát tùy theo mục đích thí nghiệm, khi di chuyển, đầu piston sẽ tiếp xúc với nắp nhựa hình trụ đặt trên mẫu thí nghiệm và cố định cho mẫu trong quá trình thí nghiệm. Mặt khác, trong piston có đặt ten-xơ để đo lực tác động lên mẫu. Áp lực buồng, áp lực nước lỗ rỗng và piston thủy lực được điều khiển bởi ba máy nén thủy lực GDS.



Hình 2. Thiết bị nén ba trục dạng Bishop và Wesly

Phương pháp thí nghiệm

Mẫu thí nghiệm hình trụ đường kính 50mm, cao 100mm được chế tạo bởi phương pháp đầm âm. Phương pháp này tạo ra mẫu thí nghiệm không đồng nhất so với phương pháp lắng đọng cát trong nước hoặc phương pháp rót cát khô (Ishihara, 1993) (Vaid, 1999) tuy nhiên nó có ưu điểm là tạo ra được mẫu thí nghiệm với độ chặt ban đầu đa dạng, từ những mẫu thí nghiệm rất xốp đến rất đặc, thậm chí có thể tạo ra những mẫu thí nghiệm với độ chặt tương đối (ID) âm. Nhược điểm không đồng nhất có thể được khắc phục phần nào bởi kĩ thuật tiền hành thí nghiệm và chia nhiều lớp khi đầm. Với chuỗi thí

thí nghiệm này, trước khi thí nghiệm ta tính toán lượng cát cần thiết để chế tạo được mẫu với độ rỗng mong muốn, sau đó cát Fontainebleau được trộn đều với nước ở tỉ lệ 5% khối lượng, hỗn hợp được chia thành 5 phần bằng nhau và lần lượt rót vào trong khuôn rồi san đều ra thành từng lớp, ở mỗi lớp ta dùng đầm bằng nhựa đường kính 3,5cm để đầm nhẹ đến khi lớp đạt được độ dày là 2 cm. Độ dày này có thể thay đổi tùy theo kinh nghiệm của người làm thí nghiệm cũng như khối lượng đầm nhưng theo như tác giả nhận thấy, 2cm là độ dày hợp lý để thu được mẫu có độ đồng nhất cao và cũng có nhiều nhà nghiên cứu lựa chọn bề dày này khi chế tạo mẫu (Benahmed N., 2001). Sau khi tạo mẫu xong, ta tháo khuôn, gắn kín lồng lên bộ máy, cố định mẫu và đổ đầy nước vào trong lồng. Trong quá trình này, để tránh cho mẫu bị biến dạng, ta có thể dùng bơm hút chân không tạo áp suất khoảng -20kPa trong mẫu. Khi lồng đầy nước, một áp suất khoảng 20kPa được thiết lập trong lồng (thông qua piston Cell pressure) để cố định mẫu, lúc ấy bơm hút chân không được gỡ ra và thay vào đó là ống truyền khí CO₂ đi qua mẫu. Khí CO₂ đi từ bên dưới mẫu lên bên trên rồi thoát ra ngoài trong vòng 30 phút sẽ đuổi toàn bộ không khí trong mẫu và thay thế bằng CO₂, khí này tan tốt trong nước nên đảm bảo cho mẫu sẽ được bão hòa hoàn toàn. Kết thúc quá trình này, nước tinh khiết sẽ được truyền qua mẫu tương tự như CO₂ trong vòng 30 phút để thay thế toàn bộ khí trong mẫu. Có thể có một lượng nhỏ khí CO₂ còn sót lại trong mẫu thì sẽ tan hoàn toàn vào trong nước dưới một áp suất thích hợp, đảm bảo cho mẫu thí nghiệm bão hòa hoàn toàn. Kết thúc bước này, các dây dẫn ở 2 đầu mẫu thí nghiệm sẽ được kết nối với piston Back pressure để điều khiển và đo áp lực nước lỗ rỗng trong mẫu. Kể từ đây, các bước tiếp theo sẽ được tiến hành thông qua phần mềm điều khiển GDS trong máy tính. Quá trình bão hòa, cố kết mẫu, tạo mẫu quá cố kết được tiến hành theo như hướng dẫn trong tiêu chuẩn của Pháp NF P 94-074 thông qua 6 bước cơ bản:

1. Bão hòa mẫu (saturation): Trong quá trình bão hòa mẫu, ta đặt vào buồng nén một áp suất bằng tổng 2/3 áp suất hữu hiệu khi cố kết cộng với áp suất lỗ rỗng trong mẫu với khoảng thời gian hợp lý. Để đảm bảo khí có thể tan hoàn toàn vào trong nước, áp lực nước lỗ rỗng thường lấy nhỏ nhất là 200kPa, đất càng cứng thì áp lực nước lỗ rỗng này càng cao. Trong chuỗi thí nghiệm này tiến hành với mẫu cát xốp, và do giới hạn của lồng nén nên chọn áp lực nước lỗ rỗng này là 150kPa.

2. Kiểm tra độ bão hòa (B check): Chỉ số B được tính bởi tỷ số độ biến thiên áp lực nước lỗ rỗng với độ biến thiên áp lực trong buồng nén 3 trục. Để tìm được hệ số này ta khóa ống thoát nước trong mẫu đồng thời tăng áp lực buồng lên một lượng nhất định (trong chuỗi thí nghiệm này là tăng thêm 50kPa) và theo dõi ghi lại sự thay đổi của áp lực nước lỗ rỗng. Kết quả cho thấy trong tất cả các thí nghiệm, hệ số B đều lớn hơn 0,95, các mẫu coi như đã bão hòa.

3. Cố kết mẫu (Consolidation): Tùy thuộc vào hệ số quá cố kết, áp lực buồng được tăng lên đến giới hạn cần thiết và đợi đến khi mẫu cố kết hoàn toàn.

Do mục đích của thí nghiệm là nghiên cứu sự ảnh hưởng của hệ số quá cố kết OCR đến sự hóa lỏng nên trước hết phải tạo ra mẫu ở trạng thái quá cố kết bằng cách nén đẳng hướng mẫu ở áp suất hữu hiệu cần thiết, sau đó đưa mẫu về trạng thái nén thông thường ở ứng suất hữu hiệu trước khi tiến hành thí nghiệm cắt không thoát nước. Ứng suất hữu hiệu thông thường được chọn ở đây là 100kPa do độ sâu tầng đất hay bị hóa lỏng là từ 0-20m. Ba bước tiếp theo gần như lặp lại ba bước trên nhưng với ứng suất hữu hiệu trong quá trình cố kết là 100kPa

4. Bão hòa mẫu

5. Kiểm tra độ bão hòa

6. Cố kết mẫu

Quá trình cắt mẫu hay nén mẫu được tiến hành dưới dạng thí nghiệm nén ba trục cố định với vận tốc nén dọc trục là 1mm/phút. Trước khi quá trình nén mẫu bắt đầu, phải đảm bảo rằng piston trên nắp lồng nén đã tiếp xúc với mẫu bởi trong quá trình bão hòa, cố kết kích thước của mẫu đã bị thay đổi và không còn tiếp xúc với nắp lồng nữa. Bằng cách quan sát và đo lại kích thước di chuyển của piston đến khi mẫu tiếp xúc với nắp, ta có thể biết được giá trị độ biến thiên thể tích của mẫu khi cố kết. Tuy nhiên, thức tế cho thấy, mẫu hầu không thay đổi kích thước khi cố kết.

Sau khi kết thúc thí nghiệm, toàn bộ mẫu được đổ cẩn thận vào trong một bát kim loại để xác định độ ẩm của mẫu sau khi thí nghiệm. Vì mẫu đã bão hòa hoàn toàn, từ độ ẩm đó ta có thể xác định được độ rỗng của mẫu sau khi cố kết.

Kết quả thí nghiệm

Chuỗi thí nghiệm gồm 5 thí nghiệm trên mẫu cát Fontainebleau ở cùng một điều kiện ban đầu với độ chặt tương đối (ID) là 0,2, độ rỗng ban đầu 0,83 được cắt tại ứng suất hữu hiệu 100 kPa sau khi đã quá cố kết các mẫu với hệ số quá cố kết lần lượt là 1, 2, 5, 8. Kết quả thí nghiệm được tóm tắt tại bảng 1 và thể hiện chi tiết trong hình 3.

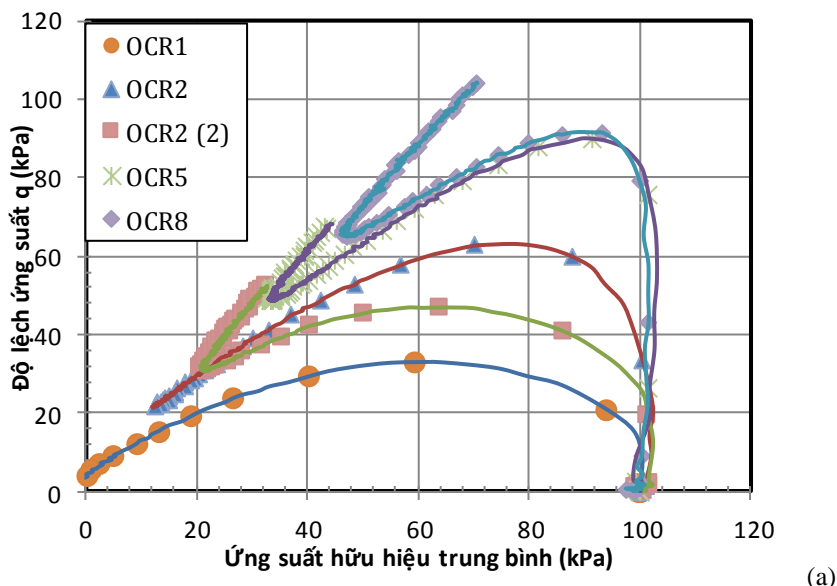
Ta có thể nhận thấy ứng xử của các mẫu ở các mức độ quá cố kết là rất khác nhau. Trong thí nghiệm thứ nhất ở trạng thái cố kết thông thường, mẫu đã bị hóa lỏng tĩnh hoàn toàn khi áp lực nước lỗ rỗng trong

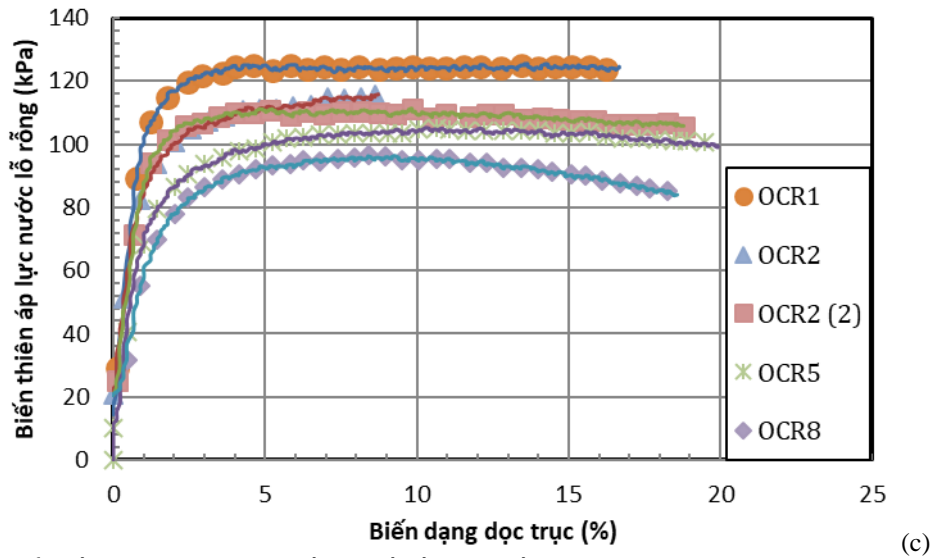
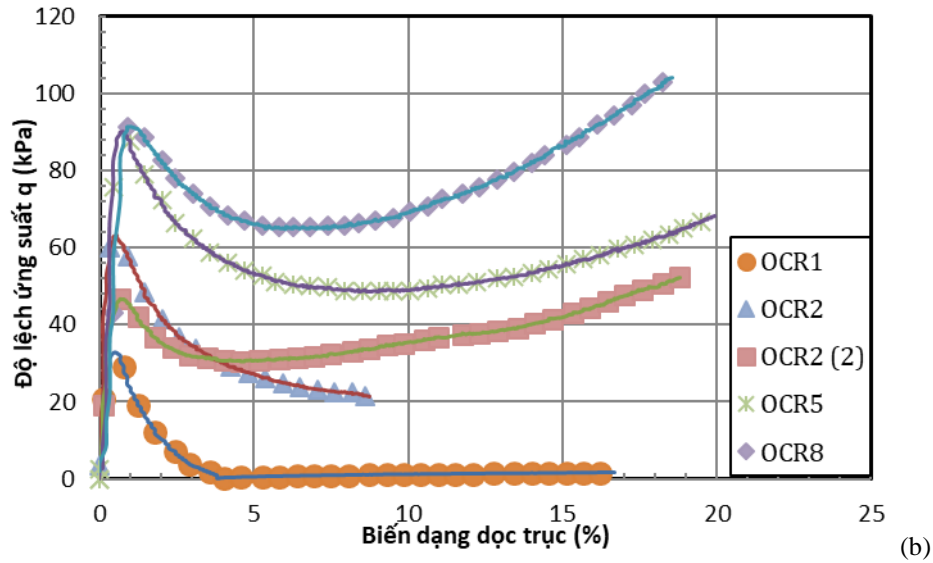
mẫu tăng nhanh đến ứng suất hữu hiệu ban đầu đồng nghĩa với việc ứng suất hữu hiệu khi đó bằng 0, các hạt cát coi như không tiếp xúc với nhau và mẫu khi đó ứng xử hoàn toàn như một chất lỏng. Nhìn qua biểu đồ $q - \varepsilon_1$ ta thấy độ lệch ứng suất tăng nhanh và đạt đỉnh 32,80 kPa khi mẫu bị biến dạng 0,56% sau đó giảm dần và gần như bằng 0 khi mẫu bị biến dạng từ 4%. Với mẫu thứ hai khi OCR=2, kết quả tương tự như mẫu 1 khi cát bị hóa lỏng hoàn toàn nhưng với ứng suất đỉnh cao hơn, đồng thời ứng suất dư cuối cùng cũng lớn hơn khoảng bằng 20 kPa. Với hai thí nghiệm cuối cùng khi tỷ số quá cố kết cao hơn, ứng xử của mẫu có sự khác biệt rõ rệt khi độ lệch ứng suất tăng nhanh tới đỉnh, sau đó giảm xuống đến một giá trị nào đó rồi lại tăng. Trạng thái này tương ứng với với hiện tượng hóa lỏng tạm thời khi ứng suất dư trong mẫu tại một thời điểm nào đó rất nhỏ. Có thể nhận thấy rõ ràng rằng khi mẫu càng quá cố kết thì ứng suất dư nhỏ nhất đó càng lớn đồng nghĩa với việc mẫu càng bền vững hơn với hóa lỏng. Tuy nhiên, ứng suất đỉnh của mẫu OCR=8 có lớn hơn so với mẫu OCR=5 nhưng sự khác biệt là không đáng kể. Dường như mẫu càng quá cố kết thì ứng suất đỉnh càng lớn nhưng độ biến thiên càng ngày càng giảm. Mặt khác, ta cũng nhận thấy rằng biến dạng dọc trục tại ứng suất đỉnh cũng tăng lên khi độ quá cố kết tăng lên.

Trong chuỗi thí nghiệm này, hệ số OCR=2 được thực hiện 2 lần, tuy nhiên trong lần thực hiện lại, có thể do sai sót khi đầm nén mẫu nên độ rỗng sau khi cố kết là quá nhỏ, kết quả của thí nghiệm này không chính xác bằng thí nghiệm trước đó.

Bảng 1. Kết quả thí nghiệm trên mẫu cát Fontainebleau ở các hệ số cố kết khác nhau

STT	hệ số OCR	eo	ec	ứng suất đỉnh (USD) (kPa)	biến dạng dọc trục tại USD (%)
1	1	0,83	0,83	32,80	0,56
2	2	0,83	0,82	46,70	0,67
3	2	0,83	0,78	63,25	0,56
4	5	0,83	0,80	89,99	0,78
5	8	0,83	0,80	91,52	1,01





Hình 3. Biểu đồ ảnh hưởng của hệ số quá cố kết OCR đến sự hóa lỏng tĩnh của cát Fontainebleau. (a) $q-p'$; (b) $q - u$; (c) $\Delta u - \varepsilon_1$

Kết luận

Kết quả thí nghiệm cho thấy hệ số quá cố kết OCR có ảnh hưởng lớn đến khả năng hóa lỏng của cát. Khi OCR càng lớn, khả năng kháng hóa lỏng của cát càng tăng lên, mức độ tăng lớn khi OCR thấp (với $OCR < 5$) và giảm dần khi hệ số OCR cao. Ngoài ra, khi OCR tăng cao thì biến dạng dọc trục tại thời điểm mẫu bị phá hủy (độ lệch ứng suất đạt đỉnh) cũng tăng lên.

Chuỗi thí nghiệm được thực hiện trên cát với số thí nghiệm còn hạn chế, để thấy được ảnh hưởng của OCR tới sự hóa lỏng của đất một cách tổng quát cần có một nghiên cứu toàn diện hơn với các vật liệu khác như hỗn hợp cát với hạt mịn hay các loại đất tự nhiên.

Tài liệu tham khảo

- Benahmed N. (2001). *Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique: application au phénomènes de liquéfaction et mobilité cyclique*,. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées,.
- Casagrande, A. (1979). Liquefaction and cyclic deformation of sands. A critical review. *Proceedings of the 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Lima, Peru.
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sands*. Ph.D thesis, Harvard university, Cambridge, Mass.
- Hazen, A. (1920). Hydraulic fill dams. *ASCE transactions*, Vol.83, 1713-1745.
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Géotechnique* 43, No. 4, 349-415.

- Ishihara, K., and Takatsu, H. (1979). Effects of Overconsolidation and Ko conditions on the Liquefaction Characteristics of Sand. *Soils and Foundations*, 19(4), 59-68.
- Lade, P. (1992). Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 118(1), 51–71.
- Manmatharajan, V. (2011). *Initial Stress State and Stress History Effects on Liquefaction Susceptibility of Sands*. Ottawa, Canada: Carleton University.
- Nagase, H. S.-o. (2004). Effects of over consolidation on liquefaction strength characteristics of sand samples under Ko-stress condition. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, (pp. 1637-1737). Vancouver, B.C., Canada.
- Shahsavari, M. and Sivathayalan, S. (2014). Effect of overconsolidation and the direction of initial static shear stress on the liquefaction susceptibility of sand. *Canadian Geotechnical Conference*. Regina, SK.
- Sladen, J. D. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 22, 564–578.
- Vaid, Y. S. (1999). Influence of Specimen Reconstitution Method on Undrained Response of Sand. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 22(3), 187-195.
- Vaid, Y.P., and Chern, J.C. (1985). Cyclic and monotonic undrained response of saturated sand. In V. Khosla, *Advances in the art of testing soils* (pp. 120-147). New York: American Society of Civil Engineers.

ABSTRACT

Studying the effect of over consolidation ratio (OCR) on the static liquefaction of Fontainebleau sand

Đặng Quang Huy^{1,2}, Reiffsteck Philippe¹,

¹ IFSTTAR, Cité Descartes - 14-20 boulevard Newton, 77447 Champs-sur-Marne, Marne-la-Vallée.

²Hanoi University of Mining and Geology

This paper presents result of a series triaxial tests researching about influence of over consolidation ratio to static liquefaction behavior of Fontainebleau sand. The result shows that at normal consolidation (OCR=1) complete static liquefaction occurs but when the over consolidation ratio increases, the resistance to liquefaction of sand increases also, and the complete static liquefaction becomes to temporary liquefaction. In addition, the higher OCR is, the higher the peak of stress difference is. However, up to a certain value of OCR (OCR=5) then the variability of the peak decreases and the value of the peak deviator stress is almost unchanged.

Keywords: Fontainbleau sand, static liquefaction, temporary liquefaction, over consolidation ratio, peak deviator.

Numerical modeling of unreinforced and reinforced piled embankments. Part I: Numerical modeling sequence

Hung V. PHAM^{1,*}

¹Hanoi University of Mining and Geology, Hanoi, Vietnam

ABSTRACT

The numerical modeling is nowadays known as an efficient and cost-effectiveness tool to deal with geotechnical issues. There have been many numerical studies performed for simulating the behavior of a piled embankment (unreinforced piled embankment) or geosynthetic reinforced piled supported (GRPS) embankment (reinforced piled embankment). However, the order for a numerical modeling has not clearly been shown in the former researches.

In the part I, the unreinforced and reinforced piled embankments and their load transfer mechanisms are introduced. The numerical modeling procedures are then provided, in which the details of each step are presented. The results illustrate a flowchart that summarizes the simulating implementation steps.

In the part II, an application of the presented works for modeling a piled embankment is conducted. The behavior of a piled embankment is described in terms of load transfer mechanism, and pile and soil settlements.

Keywords: numerical modeling; piled embankment; geosynthetic reinforced; load transfer; settlements

1. Introduction

The piled embankment involves the rigid inclusions/piles (with or without caps) embedded floatingly or totally in the compressible soil layers. The piles are typically arranged in the triangular or square patterns. Next, a granular earth platform (embankment or mattress) is embanked upper. This layer plays an important role in the load transfer mechanism, so it is called the load transfer platform (LTP). That complex system is termed a piled embankment (Fig. 1.a). The case that the earth platform is reinforced by one or several geosynthetic layers is known as a geosynthetic reinforced pile-supported (GRPS) embankment, as illustrated in Fig. 1.b. The structures such as railway system, road pavement, or slab/footing are then placed on the top of LTP.

The load transfer mechanism within the embankment of the system is based on the principle of soil arching. Due to the significant larger stiffness of the pile than the ground and shearing strength of soil, the shear stress results in an increase in the pressure acting on pile cap and a decrease in the pressure on foundation soil. Therefore, piles carry the large percentage of total loads (embankment weight, surcharge or external loadings) (load part A), and the soft soil takes the remaining amount of loading (residual loading), as drawn in Fig. 2.a. In the case of GRPS embankment, the residual load is divided into two parts: part B passes through the GR to the piles and part C is applied to the subsoil (Fig. 2.b). Regarding the load part C, it will be transferred directly to the subsoil and indirectly the piles in terms of the negative skin friction along the shaft of piles. Due to less load applied to the soft soil, the soft soil and embankment settlements decrease. The load on pile cap and negative skin friction are transferred along the pile to deep bearing layers.

Thanks to the simplification in method statement and in design calculation the and given advantages, piled embankments were increasingly applied for projects of highways, railways, oil tanks, buildings, retaining walls and wind turbines (Simon and Scholsser 2006).

2. Numerical modeling of piled or GRPS embankments

The numerical simulations have been increasingly used due to some advantages compared to analytical methods and experimental works, such as cost-effectiveness aspects, reduced calculation time, complex problem-solving ability, and acceptable accuracy. There are many numerical methods used to solve geotechnical problems, such as Finite Element Method (FE, FEA or FEM), Finite Difference Method (FDM), Discrete Element Method (DEM), Boundary Element Method (BEM), and Material Point Method

* Tác giả liên hệ

Email: phamvanhung@khoaxaydung.edu.vn

(MPM). Commercial programs have been built and developed, such as FLAC 2D and 3D (FDM), ABAQUS, ANSYS, PLAXIS (FEM); PFC 2D and 3D, 3DEC, and open-source code YADE (DEM), 3DynaFS-Bem (BEM), MPMsim™, Anura3D MPM (MPM).

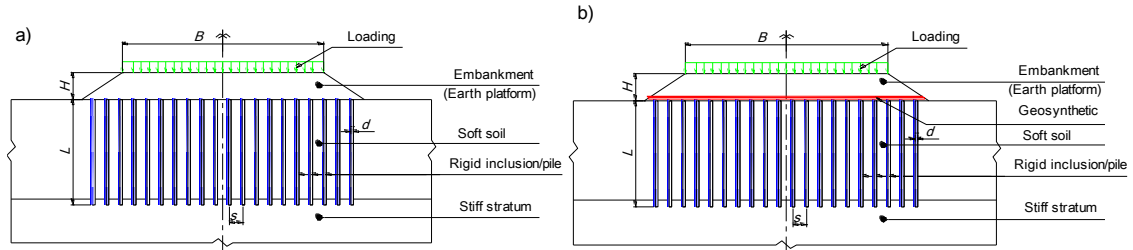


Fig. 1. Detail of the reinforcement systems: a) Piled embankment; b) GRPS embankment

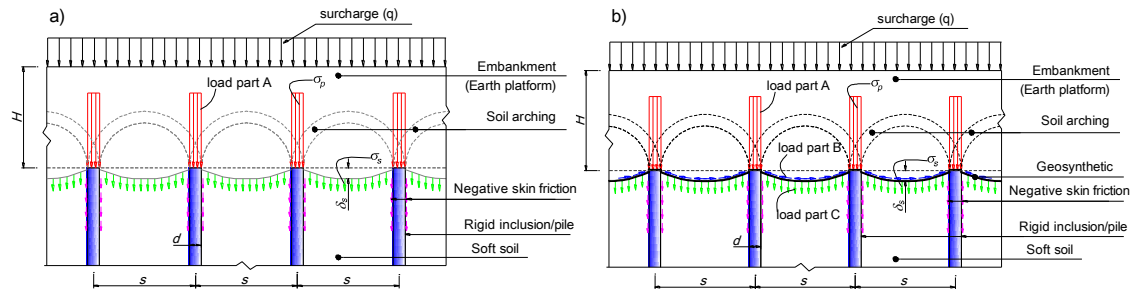


Fig. 2. Load transfer mechanism of the systems: a) Piled embankment; b) GRPS embankment

In literature, many numerical simulations were performed to study the behavior of piled embankments by different software packages, such as PLAXIS (Jennings and Naughton 2012; Zhang et al. 2013; Okyay et al. 2014), FLAC (Han and Gabr 2002; Stewart and Filz 2005; Jenck et al. 2006,2007; Okyay and Dias 2010; Okyay et al. 2012; Nguyen et al. 2013; Dias and Simon 2015), ABAQUS (Liu et al. 2007; Zhuang 2009; Zhuang and Ellis 2016; Zhuang and Wang 2018) or ASTER (Messioud et al. 2016, 2017), and their validity has been regularly confirmed by the scale model results. Obviously, FLAC3D and ABAQUS are well-known software for simulations due to the friendly display, the wide range of applications, the flexible mesh generation, and analysis. They have been suggested for various numerical studies in geotechnical engineering problems. In addition, these above studies were mostly focused on the solved problems. They have not been explained clearly the sequence of a numerical modeling of a piled or GRPS embankment.

Based on a brief review, it is shown that the piled or GRPS embankments have been broadly applied for the infrastructural and industrial projects. A study on the numerical modeling sequence for the unreinforced and reinforced piled embankments is performed. An application of this sequence to solve a piled embankment brings users an insight into the presented implementation steps.

3. Steps for simulating piled or GRPS embankments

Based on analyzing the many studies, a piled and GRPS embankment were commonly modeled by the following steps: model idealization, discretized mesh, constitutive models and material parameters, soil/structure interaction, boundary conditions and loads, analysis procedure, and resulting visualization.

3.1. Model idealization

Many geometrical idealizations of piled embankments (or GRPS embankments) were employed for the numerical simulations. In practice, piles are commonly arranged in the square or triangular grid. Using a GR embankment over a pile-square net, Han and Gabr (2002) assumed that the influence zone of a single pile was simply equivalent to a circle in a 2D plane (or cylindrical in a three-dimensional view). Based on the axis symmetry, the problem was finally solved using a 2D simulation, as shown in Fig. 3a. Additionally, 2D models were recommended by Jenck et al. (2007). Besides, the three-dimensional grid of piles can be solved into plane strain conditions (Satibi, 2009), where the equivalent thickness t_{eq} in the plane strain model was calculated based on keeping the improved area ratio (A_p/A) as a constant. Studying an embankment over a rigid inclusions-reinforced soft soil, Jenck et al. (2006) stated that the problem is truly three-dimensional. A unit cell was selected to represent for the full model, as given in Fig. 3b. Similarly, a quarter of elementary part of the embankment was modeled in the studies of Zhuang and Li

(2015) and Moormann et al. (2016). Huang et al. (2005) and Liu et al. (2007) employed the 3D numerical simulations to investigate the GRPS embankments. In their studies, a strip of half the cross section was considered due to the symmetrical plane of the geometry.

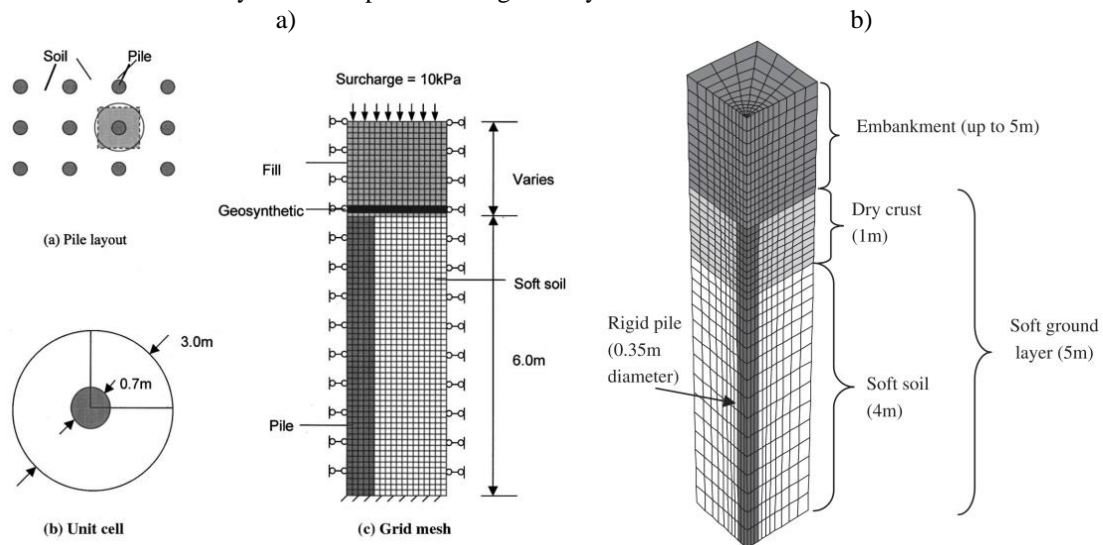


Fig. 3. Numerical model of the unreinforced and reinforced piled embankments: a) 2D model of Han and Gabr (2002); a unit cell model of Jenck et al. (2006)

3.2. Discretized mesh

3.2.1. Mesh generation

The geometrical feature of the physical structures modeled in FEM or FDM is defined by elements of discretization and nodes. Each element, which stands for a discrete part, is interconnected with the other elements by shared nodes (continuum model). A collection of the elements and nodes is called *mesh*. In general, the finer the mesh, the more accurate the results. However, the increase in mesh density results in the increase of the calculation time (HKS 2014). In the case of PE, in order to reduce the computing time, an idealized geometry is taken into account where a full model can be represented by a part, a half, or a unit. Moreover, the variation of the mesh should be performed. It means that the mesh density of a structure is variable depending on the deformation of the different parts. In particular, the fine mesh is generated at the high-stress and large-strain concentration areas.

3.2.2. Element type and shape

In addition, the element type and shape are also influent on the obtained results and the calculation time. For instance, the study of Ng et al. (2015) stated that the C3D8 finite elements replaced by the C3D20 ones resulted in declining the calculation time from 36 down to 2 hours (18 times), and produced a result difference of 6%. Finally, they recommended that the C3D8 elements were employed to simulate soil stratum. The number of nodes is then the important element which should be considered.

3.2.3. Element section features

In a piled embankment or a GRPS embankment analysis, volumetric elements in the FE analyses were usually considered to model the soft soil, the embankment fill, and the piles. Sometimes, the beam and pile structural elements were employed for piles to easily obtain the efforts (axial force, shear force and moment) inside them (Huang et al. 2005, Kim 2017). The geosynthetic were simulated by truss elements (Ariyaratne et al. 2013), shell elements (Zhou et al. 2016) or membrane elements (Liu et al. 2007, Zhuang and Wang 2018). In the case of structural elements, their section properties have to be indicated.

3.3. Constitutive models and material parameters

In numerical modeling, the materials behavior is represented by constitutive models. There are various types of constitutive models to simulate the behavior of materials, such as the elasticity, the plasticity (Mohr-Coulomb, Cam Clay, and Cap-Yield models), the hyperplasticity, the hypoplasticity and the damage models. Based on the behavior of materials, the appropriate model should be selected. It is a fact that the more complex the model, the more accurate the results. In order to simulate the piled

embankment, plasticity models have usually been employed to represent the soft soil and the embankment fill (Han & Gabr 2002; Huang et al. 2005; Jenck et al. 2006, 2007, 2009a, 2009b; Liu et al. 2007; Briançon and Simon 2009; Le Hello and Villard 2009; Huang and Han 2009, 2010). The elasticity is a good suggestion for modeling the structural components like foundation and piles. The descriptions of soil constitutive models are illustrated in the following section.

3.4. Interactions between soils and structures

When the difference in stiffness between the elements occurs, it is necessary to consider the interactions between elements. The interfaces between the pile-soil and soil-geosynthetic must be figured out, and their parameters need to be provided. In general, the interface properties are dependent on the stiffness of the surround media, the cohesion, and the friction angle (Jenck et al. 2007, 2006; Liu et al. 2007). However, to simplify the interface effects, Han and Gabr (2002) and Jenck et al. (2009b) assumed that the interfaces of pile-soil and geosynthetic-soil were fully bonded as considering a relatively small deformation of the system.

3.5. Boundary Condition and Loads

Boundary conditions are utilized to block in terms of displacements the boundaries of the model. It permits considering the symmetry planes or axis used in the idealized geometries or infinite media. In a static analysis, boundary conditions have to be given to prevent the movement of the model in any direction; in other ways, the unrestrained rigid body motion leads to the stiffness matrix to be singular. Therefore, the proper domain of simulation should be selected, which does not only minimize the influence of boundary effect but also reduce the degrees of freedom. Analyzing a reinforced piled embankment, Liu et al. (2007) took into consideration that the length of the model was extended three times the width of half the embankment to disregard the boundary effect, and horizontal boundaries were fixed (displacements were set to zero) in the normal their directions. As assuming that the system was positioned on a non-deformable rigid stratum at the bottom plane of the mesh, the displacements were set to zero in the three directions x , y , and z .

In the case of pile embankments, the most common loads include the gravity, the hydrostatic loading (undrained analysis) and the pressure loads on the embankments (surcharge loading and traffic loading) (Zhuang and Li 2015).

3.6. Analysis procedure

Generally, in a geotechnical analysis, the first is the initial step where the initial conditions are assigned such as the initial stress, the pore water pressure, the saturation, the void ratio, etc. Next is the geostatic phase that allows activating the body weight of soils and initial conditions. The displacements are reset to zero after this step. The following step could be the static loading phase (the consideration of the embankment weight and surcharge loading). As a moving wheel load/cyclic loading is taken into consideration, it is applied to the embankment top (Zhuang and Li, 2015).

In other cases the dynamic response of a structure to the loads may be of interest: for example, the effect of a sudden load on a component, such as the one occurring during an impact, or the response of a building during an earthquake (HKS, 2014).

3.7. Result visualization

In this step, the stresses, strains, settlements and internal forces can be pictured out or output in the database.

Based on the analysis of each specific step to simulate the non-reinforced or reinforced piled embankments, the implementation steps are suggested and shown in Fig. 4.

4. Conclusions

In the paper, the configuration of a piled and GRPS embankments are presented. The load transfer of the systems is mostly dependent on the arching effect in the embankment and the negative skin friction of piles. Numerical simulations proved their abilities for simulating the piled embankment systems due to its reduction in calculation time, the reliable results, and the cost-effectiveness solution. The specific numerical modeling step presented shows that the tasks and procedures need to be considered in the analysis. As a suggestion, the implementation steps for numerical simulations of piled embankments or reinforced piled embankments are then presented in Fig. 7. The presented numerical simulation sequence does not only provide a clear approach for the new users, it also brings the advanced guideline for the professional modelers.

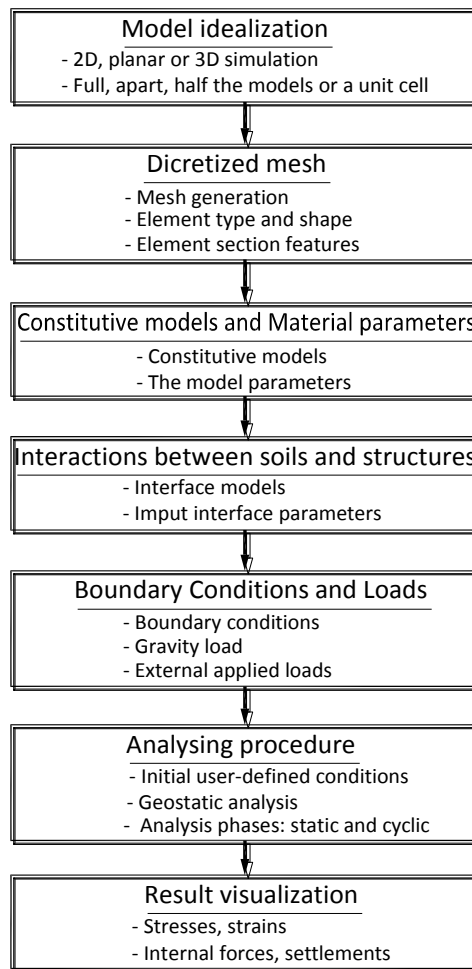


Fig. 4. Implementation steps for the piled and GRPS embankment analyses

References

- Ariyaratne, P., Liyanapathirana, D.S. and Leo, C.J. 2013. Comparison of Different Two-Dimensional Idealizations for a Geosynthetic-Reinforced Pile-Supported Embankment. *International Journal of Geomechanics*, 13: 754-768.
- Briançon, L. and Simon, B. 2009. Performance of Pile-Supported Embankment over Soft Soil: Full-Scale Experiment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(4): 551-561.
- Dias, D. and Simon, B. 2015. Spread foundations on rigid inclusions subjected to complex loading: Comparison of 3D numerical and simplified analytical modelling. *American Journal of Applied Sciences*, 12(8): 533-541.
- Han, J. and Gabr, M. 2002. Numerical Analysis of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported Earth Platforms over Soft Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128: 44-53.
- HKS, 2014. Abaqus 6.14 Documentation.
- Huang, J., Han, J. and Collin, J. 2005. Geogrid-Reinforced Pile-Supported Railway Embankments: A Three-Dimensional Numerical Analysis. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1936(1): 221-229.
- Huang, J. and Han, J. 2010. Two-dimensional parametric study of geosynthetic-reinforced column-supported embankments by coupled hydraulic and mechanical modeling. *Computers and Geotechnics*, 37(5): 638-648.
- Huang, J. and Han, J. 2009. 3D coupled mechanical and hydraulic modeling of a geosynthetic-reinforced deep mixed column-supported embankment. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(4): 272-280.
- Jenck, O., Dias, D. and Kastner, R. 2006. Three-dimensional modelling of an embankment over soft

soil improved by rigid piles. *Numerical methods geotechnical engineering* - Schweiger © 2006 Taylor Fr, Group, London: 817-822.

Jenck, O., Dias, D. and Kastner, R. 2007. Two-dimensional physical and numerical modeling of a pile-supported earth platform over soft soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(3): 295-305.

Jenck, O., Dias, D. and Kastner, R. 2009a. Three-dimensional numerical modeling of a piled embankment. *International Journal of Geomechanics*, 9(3): 102-112.

Jenck, O., Dias, D. and Kastner, R. 2009b. Discrete element modelling of a granular platform supported by piles in soft soil - Validation on a small scale model test and comparison to a numerical analysis in a continuum. *Computers and Geotechnics*, 36(3): 917-927.

Jennings, K. and Naughton, P.J. 2012. Similitude Conditions Modeling Geosynthetic-Reinforced Piled Embankments Using FEM and FDM Techniques. *ISRN Civil Engineering*, 2012: 1-16.

Kim, K.J. 2017. I-64 Widening project in Tyrrell County. North Carolina.

Le Hello, B. and Villard, P. 2009. Embankments reinforced by piles and geosynthetics-Numerical and experimental studies dealing with the transfer of load on the soil embankment. *Engineering Geology*, 106(1-2): 78-9.

Liu, H., Charles, W.W.N. and Fei, K. 2007. Performance of a Geogrid-Reinforced and Pile-Supported Highway Embankment over Soft Clay: Case Study. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(12): 1483-1493.

Messiou, S., Okyay, U.S., Sbartai, B. and Dias, D. 2016. Dynamic Response of Pile Reinforced Soils and Piled Foundations. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(3): 789-805.

Messiou, S., Sbartai, B. and Dias, D. 2017. Estimation of Dynamic Impedance of the Soil-Pile-Slab and Soil-Pile-Mattress-Slab Systems. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 17(6):1-17.

Moormann, C., Lehn, J. and Aschrafi, J. 2016. Design of reinforced piled earth structures under static and variable loads, in: *GeoAmericas 2016 3rd Pan-American Conference on Geosynthetics*, Miami, USA, Ng, C.W.W., Shi, J., Mašin, D., Sun, H., Lei, G.H. 2015. Influence of sand density and retaining wall stiffness on three-dimensional responses of tunnel to basement excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(11): 1811-1829.

Nguyen, D.D.C., Jo, S.B. and Kim, D.S. 2013. Design method of piled-raft foundations under vertical load considering interaction effects. *Computers and Geotechnics*, 47: 16-27.

Okyay, U.S., Dias, D. 2010. Use of lime and cement treated soils as pile supported load transfer platform. *Engineering Geology*, 114(1): 34-44.

Okyay, U.S., Dias, D., Billion, P. and Vandeputte, D., Courtois, A. 2012. Impedance Functions of Slab Foundations with Rigid Piles. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(4): 1013-1024

Okyay, U.S., Dias, D., Thorel, L. and Rault, G. 2014. Centrifuge Modeling of a Pile-Supported Granular Earth-Platform. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(2): 4013015(1-12).

Satibi, S. 2009. Numerical analysis and design criteria of embankments on floating piles, University of Stuttgart, Institute of Geotechnik, Ph.D. Thesis.

Simon, B. and Scholsser, F. 2006. Soil reinforcement by vertical stiff inclusions in France. Symposium of Rigid Inclusion Difficult Soft Soil Condition. 3-23.

Stewart, M.E. and Filz, G.M. 2005. Influence of Clay Compressibility on Geosynthetic Loads in Bridging Layers for Column-Supported Embankments, in *GSP 131 Contemporary Issues in Foundation Engineering*, 1-14.

Zhang, J., Zheng, J.J., Chen, B.G. and Yin, J.H. 2013. Coupled mechanical and hydraulic modeling of a geosynthetic-reinforced and pile-supported embankment. *Computers and Geotechnics*, 52: 28-37.

Zhou, W.H., Lao, J.Y., Huang, Y. and Chen, R. 2016. Three-dimensional Finite Element Modelling of Soil Arching in Pile-supported Geogrid-reinforced Embankments. *Procedia Engineering*, 143: 607-614.

Zhuang, Y. 2009. Numerical modelling of arching in piled embankments including the effects of reinforcement and subsoil. *Ph.D. thesis*, University of Nottingham, 278 pages.

Zhuang, Y. and Ellis, E.A. 2016. Finite-element analysis of a piled embankment with reinforcement and subsoil. *Géotechnique*, 66(7): 596-601.

Zhuang, Y. and Li, S. 2015. Three-dimensional finite element analysis of arching in a piled embankment under traffic loading. *Arabian Journal of Geosciences*, 8(10): 7751-7762.

Zhuang, Y. and Wang, K. 2018. Finite element analysis on the dynamic behavior of soil arching effect in piled embankment. *Transportation Geotechnics*, 14: 8-21.

Đánh giá khả năng xuất hiện vết nứt do ứng suất nhiệt trong kết cấu bê tông khối lớn ở tuổi sớm

Tăng Văn Lâm^{1,*}, Vũ Kim Diễm¹, Ngô Xuân Hùng¹, Đặng Văn Phi², Boris Bulgakov¹

¹Đại học Xây dựng Quốc gia Mát-cơ-va, Nga

²Trường Đại học Mỏ - Đại chất

TÓM TẮT

Những năm gần đây, nhiều kết cấu bê tông cốt thép toàn khối, với kích thước lớn, đã được xây dựng ở các đô thị Việt Nam. Tuy nhiên, hư hỏng và nứt nẻ của kết cấu khối lớn gây ra do ứng suất nhiệt, xảy ra khi xi măng thủy hóa, ngày càng trở nên phổ biến và ảnh hưởng lớn đến độ bền và độ tin cậy của chúng. Bài báo này đã sử dụng tiêu chuẩn ACI 211.1-02 để xác định thành phần của bê tông nặng và phần mềm Midas Civil để xác định được chế độ nhiệt và ứng suất nhiệt, từ đó đánh giá khả năng hình thành vết nứt trong khối móng bê tông ở độ tuổi sớm.

Sử dụng chương trình Midas Civil đã xác định được nhiệt độ tối đa tại tâm của khối móng bê tông nghiên cứu là 73,04°C sau 72 giờ kể từ khi bắt đầu trộn nguyên liệu với nước. Đồng thời, đã xác định được chênh lệch nhiệt độ giữa điểm tại tâm khối móng (nút 97) và các điểm trên bề mặt khối móng đó (nút 141 và 98) lần lượt là 33,04°C và 34,1°C. Bên cạnh đó, tại các nút 141 và 98 ở mặt ngoài của khối bê tông này sau khi đổ 30 giờ, ứng suất kéo do nhiệt thủy hóa của xi măng đã lớn hơn cường độ kéo của bê tông, dẫn đến sự hình thành vết nứt trên các bề mặt. Vì vậy, để kiểm soát và ngăn ngừa vết nứt phát triển, cần phải có các biện pháp bảo dưỡng thích hợp các bề mặt của khối móng trong quá trình hỗn hợp bê tông đóng rắn.

Từ khóa: Bê tông nặng; cường độ kéo; nứt do nhiệt; chế độ nhiệt; ứng suất nhiệt.

1. Đặt vấn đề

Trong những năm gần đây, kết cấu bê tông và bê tông cốt thép toàn khối đang được sử dụng rất phổ biến trong xây dựng các tòa nhà cao tầng, siêu cao tầng, cầu nhịp lớn trên biển, các công trình ngầm dưới sâu và nhiều công trình khác ở Việt Nam bởi những ưu điểm vượt trội của nó so với các vật liệu khác. Tuy nhiên, trong các kết cấu khối lớn thì thành phần đá xi măng trong cấu trúc có xu hướng co lại do quá trình xi măng thủy hóa và hỗn hợp bê tông mất nước tự do. Vì vậy, tại vùng tiếp giáp của đá xi măng và cốt liệu lớn thường xuất hiện các vết nứt vì co ngót không đều (Tang Van Lam et al., 2018; Ngo Xuan Hung, Tang Van Lam et al., 2018). Ngoài ra do kết cấu kích thước lớn nên trong quá trình bê tông đóng rắn nhiệt lượng giải phóng do sự thủy hóa của xi măng với nước ở các tuổi sớm, rất khó để truyền từ các lớp bê tông phía trong khối móng ra bên ngoài, dẫn đến có sự chênh lệch nhiệt độ lớn giữa khu vực trung tâm và các bề mặt bên ngoài của khối bê tông (Shengxing Wu et al., 2011; Cui W. et al., 2015). Khi giá trị của chênh lệch nhiệt này là đáng kể sẽ hình thành các ứng suất kéo do sự xuất hiện đột ngột của Gradient nhiệt độ cao, và kết quả là vết nứt sẽ xuất hiện tại tâm hoặc trên các bề mặt của kết cấu, làm giảm cường độ và độ bền của các công trình (Wu Y, Luna R, 2001; Adrian M, Lawrence, 2009).

Do đó, việc kiểm soát chế độ nhiệt và trạng thái ứng suất nhiệt là rất quan trọng để đánh giá xác suất xuất hiện các vết nứt trong khối bê tông ở các tuổi sớm (Kjellman O, Olofsson J., 1999; Zhu Bofang, 2014). Tuy nhiên, việc tổ chức kiểm soát như vậy trong thực tế thường rất khó khăn, đặc biệt là trong các cấu trúc có kích thước lớn, chẳng hạn như các phần ngầm của tòa nhà siêu cao tầng, nền móng của những cây cầu có nhịp lớn ... (Nguyen Trong Chuc et al., 2018, Tang Van Lam et al., 2018; Kopylov V.D. et al. 2012).

Trong nghiên cứu này, cấp phối sơ bộ của bê tông được xác định theo tiêu chuẩn ACI 211.1-02 và sử dụng phần mềm Midas Civil để xác định được chế độ nhiệt, nhiệt độ tối đa và ứng suất do nhiệt, để từ đó đánh giá khả năng hình thành vết nứt trong khối móng bê tông ở các tuổi sớm ngày.

2. Vật liệu và phương pháp nghiên cứu

2.1. Vật liệu sử dụng

Trong nghiên cứu này đã sử dụng các loại vật liệu như sau:

* Tác giả liên hệ

Email: lamvantang@gmail.com

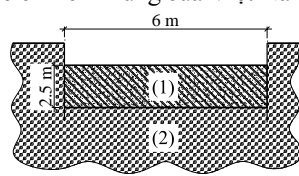
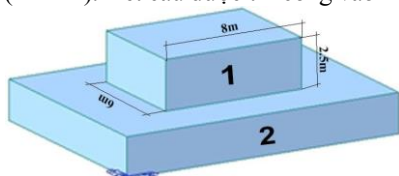
- Xi măng Portland (X) PC 40 Tam Điệp với khối lượng riêng là 3,12 g/cm³ và nhiệt độ nhiệt tối đa phát sinh trong quá trình hydrat hóa của loại xi măng là 209 kJ/kg.
- Cát vàng của sông Lô (C) với mô đun độ lớn $M_K = 2,85$, khối lượng riêng 2,67 g/cm³, khối lượng thể tích trung bình ở trạng thái đầm chặt 1650 kg/m³ và thành phần hạt của cát thỏa mãn yêu cầu theo TCVN 7572:2006.
- Đá dăm được nghiền đá Bazan (D) với $D_{max}=20$ mm, khối lượng riêng 2,66 g/cm³, khối lượng thể tích trung bình ở trạng thái đầm chặt 1650 kg/m³.
- Nước trộn hỗn hợp bê tông (N) là nước máy sinh hoạt.

1.2. Phương pháp nghiên cứu

- Cấp phối sơ bộ của hỗn hợp bê tông được xác định theo tiêu chuẩn ACI 211.1-02 (Mỹ).
- Tính công tác của hỗn hợp bê tông được xác định thông qua độ sụt của côn hình nón cụt, phù hợp với tiêu chuẩn GOST 10181-2014 (Nga).
- Cường độ nén của bê tông được xác định trên mẫu hình lập phương, cạnh 15 cm theo tiêu chuẩn GOST 10180-2012 (Nga).
- Modun đàn hồi của bê tông được xác định theo tiêu chuẩn ACI 318-2005 (Mỹ).
- Nhiệt lượng thủy hóa lớn nhất của xi măng xác định theo tiêu chuẩn ASTM C186-17 (Mỹ).
- Chế độ nhiệt, nhiệt độ tối đa và ứng suất do nhiệt trong khối móng bê tông được xác định theo phương pháp phân tử hữu hạn và dựa vào chương trình Midas Civil.

1.3. Đối tượng nghiên cứu

Đối tượng của nghiên cứu này là khối móng của cầu vượt bằng bê tông cốt thép với kích thước 8x6x2,5 m (Hình 1). Kết cấu được thi công vào mùa hè ở miền Trung của Việt Nam.



- 1- Móng cầu với kích thước 8x6x2,5 m.
- 2- Nền móng.

Hình 1. Hình dạng phác thảo và mặt cắt ngang của khối móng bê tông nghiên cứu

3. Kết quả và thảo luận

3.1. Tính toán cấp phối sơ bộ của hỗn hợp bê tông nghiên cứu

Hỗn hợp bê tông trong nghiên cứu này cần đáp ứng được các yêu cầu kỹ thuật như sau:

- Tính công tác của hỗn hợp bê tông xác định theo độ sụt (SN, cm) của côn hình nón cụt tiêu chuẩn, SN = 80 - 100 mm.
- Cường độ nén ở tuổi 28 phải đạt 35 MPa.
- Thể tích của không khí cuốn vào hỗn hợp bê tông trong quá trình trộn là 1%.

Dựa vào tiêu chuẩn ACI 211.1-02 đã xác định được cấp phối cơ sở của hỗn hợp bê tông, đã được thể hiện trong bảng 1. Kết quả thí nghiệm các tính chất của hỗn hợp bê tông và bê tông thu được từ cấp phối nêu trên được trình bày trong bảng 2.

Bảng 1. Cấp phối sơ bộ và tính chất của hỗn hợp bê tông

Cấp phối của hỗn hợp bê tông (kg/m ³)				Tính chất của hỗn hợp bê tông		
X	C	D	N	$\frac{N}{X}$	Khối lượng thể tích (kg/m ³)	SN (mm)
436	696	1023	205	0,47	2360	95

Bảng 2. Tính chất cơ lý của bê tông

Khối lượng thể tích trung bình (kg/m ³)	Cường độ nén trung bình (MPa)				Cường độ kéo khi uốn trung bình ở tuổi 28 ngày (MPa)
	3 ngày	7 ngày	14 ngày	28 ngày	
2355	19,52	25,04	31,17	36,3	3,11

Từ cường độ nén trung bình của bê tông ở tuổi 28 ngày và theo tiêu chuẩn ACI 318-2005, mô đun đàn hồi được xác định theo công thức sau:

$$E_c = 4730 \sqrt{R_{n,28}^{br}} = 4730 \sqrt{36,3} \approx 28500 \text{ (MPa)} \quad (1)$$

Từ các kết quả thực nghiệm trong bảng 1 và 2 có thể thấy rằng: thành phần cấp phối của hỗn hợp bê tông thu được theo tiêu chuẩn ACI 211.1-02, có tính công tác thỏa mãn điều kiện thiết kế ban đầu và cường độ nén ở tuổi 28 ngày đáp ứng được yêu cầu cho phép. Ngoài ra, giá trị cường độ nén thực nghiệm cho thấy rằng tốc độ phát triển cường độ của loại bê tông này là khá nhanh, ở tuổi 3 ngày đã được 54% cường độ ở 28 ngày.

1.2. Tính toán chế độ nhiệt độ và trạng thái ứng suất nhiệt trong khối móng bê tông nghiên cứu

1.2.1. Các lý thuyết đánh giá xác suất hình thành vết nứt trong khối bê tông ở tuổi sớm

Theo các tiêu chuẩn hiện nay, đánh giá xác suất xảy ra các vết nứt do ứng suất nhiệt trong kết cấu bê tông khối lớn có thể thực hiện theo các lý thuyết sau đây:

- Theo TCVN 305: 2004 (TCXDVN 305:2004, 2004): có hai yếu tố gây ra các vết nứt trong kết cấu bê tông khối lớn khi đóng rắn ở các tuổi sớm là:

+ Chênh lệch nhiệt độ giữa hai điểm trong khối bê tông: $\Delta T > 20^{\circ}\text{C}$.

+ Gradient nhiệt độ trong quá trình bê tông đóng rắn $M_T \geq 50^{\circ}\text{C/m}$.

- Theo các nghiên cứu (Francisco D., Rikard J., 2016), khi ứng suất kéo do nhiệt trong bê tông $\sigma_t(\tau_e)$ tại thời điểm τ_e cao hơn so với giới hạn độ bền kéo khi uốn $R_u(\tau_e)$ của nó, thì vết nứt sẽ hình thành trong khối bê tông.

1.2.2. Tính chất vật liệu và điều kiện của môi trường

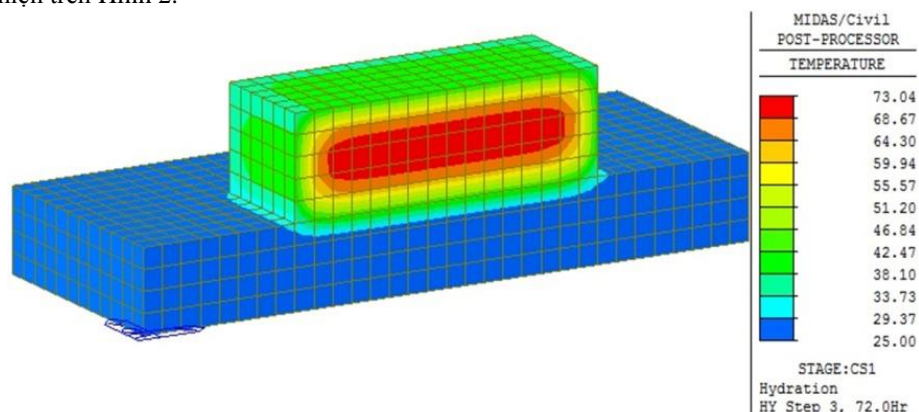
Các tính chất cơ lý của bê tông nghiên cứu được trình bày trong bảng 3. Khối lượng xi măng, khối lượng thể tích trung bình, cường độ nén và cường độ kéo trung bình ở tuổi 28 ngày của bê tông đã được đưa ra trong bảng 1 và 2. Mô đun đàn hồi của bê tông đã được tính theo công thức (1). Giá trị điển hình của hệ số giãn nở nhiệt của bê tông được lựa chọn bằng $1,0 \cdot 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ (Hichem M. et al., 2017).

Theo nghiên cứu (Tang Van Lam et al., 2018) nhiệt độ của hỗn hợp bê tông khi đổ là 20°C và được giữ không đổi trong suốt quá trình thi công. Nhiệt độ của không khí trung bình hàng ngày được lựa chọn bằng 30°C .

Bảng 3. Các tính chất của bê tông và nền móng trong nghiên cứu

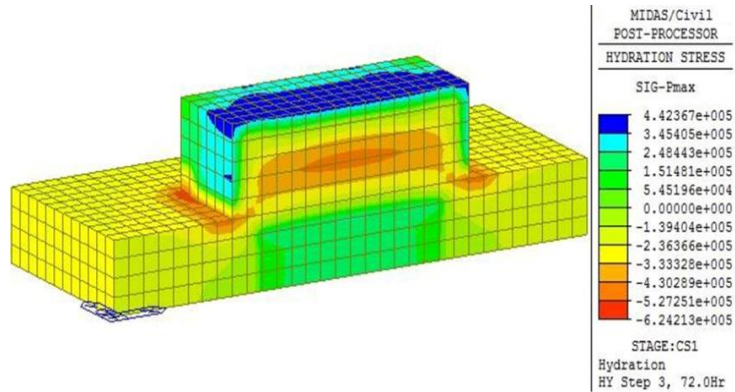
Các tính chất	Bê tông	Nền móng
Hệ số dẫn nhiệt, $\text{W}/(\text{m} \cdot ^{\circ}\text{C})$	2,31	3,64
Nhiệt dung riêng, $\text{kJ}/(\text{kg} \cdot ^{\circ}\text{C})$	0,96	0,84
Hệ số truyền nhiệt từ bề mặt tiếp xúc của bê tông vào không khí, $\text{W}/(\text{m}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$	13,88	13,62
Hệ số giãn nở nhiệt tuyến tính, $1/^{\circ}\text{C}$ (Abdallah I. et al.. 2003)	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-5}$
Hệ số Poisson (Abdallah I. et al.. 2003)	0,20	0,20
Nhiệt lượng lớn nhất của xi măng khi thủy hóa, kJ/kg	209	-
Khối lượng xi măng, kg	436	-
Khối lượng thể tích trung bình, kg/m^3	2355	2700
Nhiệt độ của hỗn hợp bê tông ban đầu, $^{\circ}\text{C}$	20	-
Cường độ nén trung bình, MPa	36,3	-
Cường độ kéo khi uốn trung bình, MPa	3,11	-
Modun đàn hồi, MPa	28500	20000

Sử dụng phần mềm Midas Civil, kết quả tính toán trường nhiệt của khối móng từ loại bê tông này đã được thể hiện trên Hình 2.



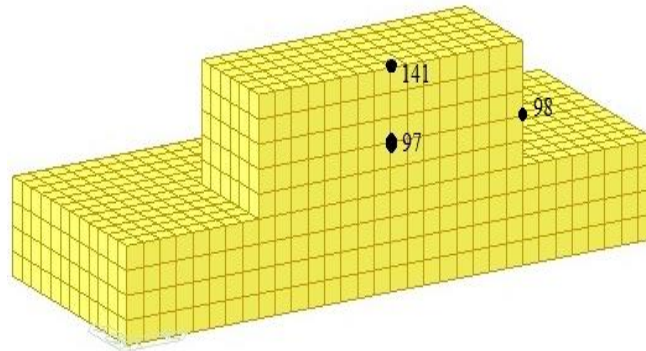
Hình 2. Trường nhiệt độ trong khối móng bê tông sau 72 giờ thi công

Từ các kết quả thu được trong hình 2 cho thấy rằng, nhiệt độ tối đa trong khối móng bê tông là $T_{max} = 73,04^{\circ}\text{C}$ sau 72 giờ đổ bê tông. Sau đó, nhiệt độ bắt đầu giảm dần về nhiệt độ của môi trường xung quanh. Trạng thái ứng suất nhiệt xuất hiện trong khối móng bê tông này vào thời điểm đó được thể hiện trên Hình 3.



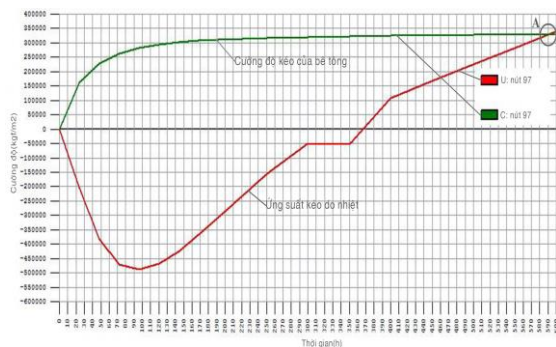
Hình 3. Trường ứng suất nhiệt trong khối móng bê tông nghiên cứu sau 72 giờ đổ bê tông

Từ kết quả phân tích được thể hiện trên Hình 3 đã cho thấy, ứng suất nhiệt trên bề mặt phía trên của khối móng đạt giá trị lớn nhất $\sigma_1 = 4,42367 \text{ MPa}$ tại thời điểm 72 giờ sau khi đổ hỗn hợp bê tông.

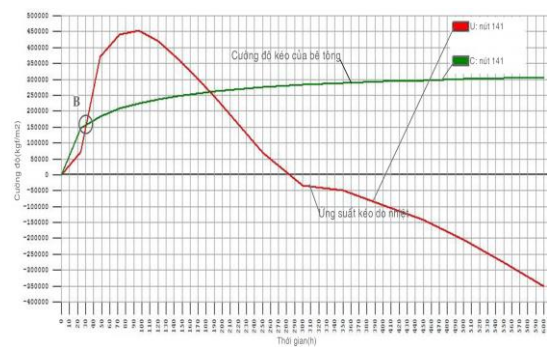


Hình 4. Ba vị trí nguy hiểm của khối móng bê tông nghiên cứu

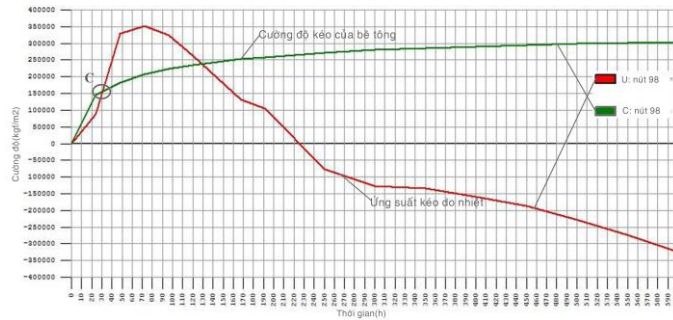
Mặt khác, nếu chênh lệch nhiệt độ giữa tâm và bề mặt khối bê tông vượt quá giới hạn cho phép, điều này có thể dẫn đến ứng suất nhiệt quá mức do Gradient nhiệt độ đột ngột trong quá trình bê tông đóng rắn, kết quả là thường xuất hiện các vết nứt trong kết cấu ở các tuổi sớm. Do đó, việc phân tích trạng thái ứng suất nhiệt cần được thực hiện tại ba vị trí nguy hiểm nhất của kết cấu đang được nghiên cứu, bao gồm vị trí trung tâm - tại nút số 97, vị trí tại bề mặt ngoài phía trên - nút số 141 và vị trí tại bề mặt ngoài bên phải - nút số 98, ba điểm này được thể hiện trên Hình. 4. Kết quả phân tích quá trình phát triển ứng suất kéo do nhiệt độ theo thời gian tại các nút này được thể hiện trong các hình 5, 6 và 7. Trong đó: A, B và C tương ứng là thời điểm bắt đầu xuất hiện vết nứt tại các nút 97, 141 và 98 khi ứng suất kéo do nhiệt trong khối bê tông cao hơn giới hạn cường độ kéo khi uốn của nó.



Hình 5. Quá trình phát triển ứng suất nhiệt ở nút số 97 theo thời gian



Hình 6. Quá trình phát triển ứng suất nhiệt ở nút số 141 theo thời gian



Hình 7. Quá trình phát triển ứng suất nhiệt ở nút số 98 theo thời gian

4. Kết luận

1. Có thể sử dụng vật liệu sẵn có tại Việt Nam và tiêu chuẩn ACI 211.1-02 để thu được cấp phối bê tông nặng dùng cho kết cấu bê tông cốt thép toàn khối với tính công tác của hỗn hợp bê tông xác định theo độ sụt của côn hình nón cụt tiêu chuẩn là 95 mm, cường độ nén và cường độ kéo khi uốn của bê tông ở tuổi 28 ngày lần lượt là 36,3 MPa và 3,11 MPa.

2. Sử dụng chương trình Midas Civil đã xác định được nhiệt độ tối đa tại trung tâm của khối bê tông đã nghiên cứu là $T_{max} = 73,04^{\circ}\text{C}$ sau 72 giờ kể từ khi bắt đầu trộn nguyên liệu với nước. Sau đó, nhiệt độ này bắt đầu giảm dần về nhiệt độ môi trường. Đồng thời, tại thời điểm đó ứng suất nhiệt trên bề mặt phía trên của khối móng đạt giá trị lớn nhất là $\sigma_t(72 \text{ giờ}) = 4,423 \text{ MPa}$.

3. Tại các nút 98 và 141 trên khối bê tông nghiên cứu, sau 30 giờ đổ hỗn hợp bê tông, giá trị ứng suất kéo do nhiệt đã bắt đầu vượt quá giá trị cho phép của cường độ kéo khi uốn của bê tông, do đó có sự hình thành các vết nứt trên bề mặt khối bê tông. Vì vậy, để ngăn ngừa vết nứt, cần phải đảm bảo việc bảo dưỡng các bề mặt bê tông trong giai đoạn 30 giờ sau khi thi công.

4. Ở trung tâm của khối móng bê tông - nút 97, giá trị của ứng suất kéo do nhiệt vượt quá giá trị cường độ kéo khi uốn tại thời điểm 590 giờ (tức là hơn 24 ngày) sau khi đổ hỗn hợp bê tông, nhưng ở thời điểm này bê tông đã đạt được yêu cầu về cường độ, nên nguy cơ nứt tại trung tâm của khối móng gây ra do nhiệt lượng trong quá trình hydrat hóa của xi măng là không nhiều và không nguy hiểm.

Tài liệu tham khảo

Abdallah I. Husein Malkawi; Saad A. Mutasher, Tony J. Qiu, 2003. Thermal - Structural Modeling and Temperature Control of Roller Compacted Concrete Gravity Dam. *Journal of Performance of Constructed facilities Asce*, Nov., 2003, DOI:10.1061/~ASCE!0887-3828~2003!17:4 ~177.

Adrian M, Lawrence, 2009. *A finite element model for the prediction of thermal stresses in mass concrete*. University of Florida, 46 p.

Cui W., Chen W., Wang N, 2015. Thermo-hydro-mechanical coupling analysis of early-age concrete with behavioral changes considered and its application, *China Civil Engineering Journal*, 48(2): 44-53.

Francisco D., Rikard J., 2016. Early-Age Thermal Cracking in Concrete, A FE-Modelling approach, Master's Thesis in the Master's Programme Structural Engineering and Building Technology. *Department of Civil and Environmental Engineering*, Göteborg, Sweden, 87 p.

Hichem M., Mustapha K.M., Khaled G., Zainah I., 2017. Study of uplift pressure effect in roller compacted concrete gravity dam. *37th Annual USSD Conference Anaheim, California*, April 3-7. 20 p.

Kjellman O, Olofsson J., 1999. 3D structural analysis of crack risk in hardening concrete structures. *Verification of a three-step engineering method*, Contract No.: TG 4/N2. 82 p.

Kopylov V.D., Nguyen Qui Duc, Ho Ngoc Khoa, 2012. Physical processes occurring in hardening concrete in hot climates. *Industrial and civil construction*, No. 5: 45-52.

Ngo Xuan Hung, Tang Van Lam, Bulgakov B.I., Alexandrova O.B., Larсен O.A., Ха Хоа Ки, A.I., 2018. Влияние золы рисовой шелухи на свойства гидротехнических бетонов // *Научно-технический журнал по строительству и архитектуре «Вестник МГСУ»*, 2018, том 13, выпуск 6(117): 768-777, DOI: 10.22227/1997-0935.2018.6.768-777

Nguyen Trong Chuc, Tang Van Lam, Boris Bulgakov, 2018. Designing the Composition of Concrete with Mineral Additives and Assessment of the Possibility of Cracking in Cement-Concrete Pavement. *Materials Science Forum*. 931: 667-673, DOI: 10.4028/www.scientific.net/MSF.931.667.

Shengxing Wu, Donghui Huang, Feng-Bao Lin, Haitao Zhao, Panxiu Wang., 2011. Estimation of cracking risk of concrete at early age based on thermal stress analysis. *J. Therm Anal Calorim*, 105, DOI 10.1007/s10973-011-1512-y: 171-186.

Tang Van Lam, Nguyen Trong Chuc, Ngo Xuan Hung, Dang Van Phi, Boris Bulgakov, Sophia Bazhenova, 2018. Effect of natural pozzolan on strength and temperature distribution of heavyweight concrete at early ages. *Environmentally-Friendly Building Construction*, 03024, 11. DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201819303024>

Tang Van Lam, Nguyen Trong Chuc, Boris Bulgakov, Pham Ngoc Anh, 2018. Composition and early-age temperature regime in massive concrete foundation. *XXVII R-S-P Seminar 2018, Theoretical Foundation of Civil Engineering*, DOI: 10.1051/mateconf/201819604017

TCXDVN 305:2004, 2004. *Massive concrete - Rules for the construction and acceptance*. Hanoi, 10 p.

Wu Y, Luna R, 2001. Numerical implementation of temperature and creep in mass concrete. *Finite Elem, Anal. Des.* 37(2): 97–106.

Zhu Bofang, 2014. *Thermal Stresses and Temperature Control of Mass Concrete*. Published by Elsevier Inc. 245 p.

ABSTRACT

Composition and crack evaluation of early age concrete in the massive foundation

Tang Van Lam¹, Vu Kim Dien¹, Ngo Xuan Hung¹, Dang Van Phi², Boris Bulgakov¹

¹*National Research Moscow State University of Civil Engineering*

²*Hanoi University of Mining and Geology*

In recent years, many large-scale constructions from monolithic concrete structures have been built in different regions of Vietnam. However, structures damage and cracking, caused by temperature stresses, become more popular and strong impact on operation reliability and durability. In this article, the standard ACI 211.1-09 was used to determine the composition of heavyweight concrete. Assessment of cracking in early age concrete was made by analysis of temperature field and the thermal-stress.

By applying the computer program Midas Civil, the maximum temperature in the concrete foundation center which was determined after 72 hours from the commencement of mixing of raw materials with water, equal to 73.04°C. At the same time, the structure temperature difference between the center (node 97) and surface (nodes 141 and 98) was 33.04°C and 34.1°C, respectively. In addition, at nodes 141 and 98 of the concrete foundation at 30 hours of concrete hardening, the tensile stress is greater than the tensile strength of the concrete leading to crack formation on the concrete surface. Therefore, in order to prevent cracking, it is necessary to ensure proper care of the foundation surface during the concrete hardening.

Keywords: heavyweight concrete; tensile strength; crack formation; temperature regime; thermal-stress.

Nghiên cứu mô phỏng quá trình sinh nhiệt và truyền nhiệt khi thủy hóa bê tông xi măng bằng phần mềm FLAC3D

Nguyễn Văn Mạnh^{1,*}

¹ Trường Đại học Mở - Địa chất

TÓM TẮT

Trong quá trình bê tông đông cứng là quá trình thủy hóa xi măng trong bê tông. Phản ứng thủy hóa xi măng là loại phản ứng chậm dần và kéo dài rất lâu. Đây là loại phản ứng sinh nhiệt. Quá trình thủy hóa có thể được chia thành nhiều quá trình vật lý khác nhau, trong đó quá trình cơ và nhiệt được xem là phổ biến nhất. Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu sự sinh nhiệt và truyền nhiệt trong quá trình thủy hóa xi măng bằng phần mềm FLAC3D. Kết quả mô phỏng có thể cho phép dự báo, kiểm soát lượng nhiệt sinh ra và sự phân bố của chúng trong kết cấu bê tông cũng như ảnh hưởng của ứng suất nhiệt sinh ra trong quá trình thủy hóa bê tông xi măng đến sự phát triển cường độ của bê tông.

Từ khóa: bê tông; thủy hóa; sinh nhiệt; truyền nhiệt

1. Đặt vấn đề

Quá trình thủy hóa xi măng trong bê tông là một quá trình phản ứng hóa học chậm dần và thường kéo dài rất lâu. Điều này cho thấy cường độ của bê tông tăng dần theo thời gian. Tuy nhiên, càng về sau, tốc độ tăng cường độ của bê tông càng chậm. Theo kết quả nghiên cứu của Phùng Văn Lự, 2006 cho thấy rằng hàm lượng xi măng trong bê tông chưa thủy hóa sau 28 ngày khoảng 20% hàm lượng toàn bộ hạt. Quá trình thủy hóa xi măng là loại phản ứng có sinh nhiệt (chủ yếu do thành phần C3A và C3S thủy hóa sinh ra).

Trong quá trình bê tông đông cứng, do sự thủy hoá của xi măng đã sinh ra lượng nhiệt rất lớn, làm cho nhiệt độ trong khối bê tông tăng cao, do tính chất dẫn nhiệt của bê tông kém nên nhiệt lượng sinh ra tập trung vào trong khối bê tông làm tăng nhiệt độ trong bê tông gây ra chênh lệch nhiệt độ trong và ngoài khối bê tông. Nhiệt độ trong khối bê tông cao hơn nhiệt độ môi trường bên ngoài khối bê tông. Theo thời gian, nhiệt độ trong khối bê tông sẽ giảm dần tới mức ổn định. Quá trình phát sinh nhiệt khi thủy hóa xi măng gây ra ứng suất nhiệt là một trong những nguyên nhân gây ra các vết nứt trong kết cấu bê tông, làm giảm tuổi thọ công trình (Bùi Đức Vinh và nnk, 2005; Hồ Ngọc Khoa và Vũ Chí Công, 2012).

Sự hình thành và phân bố trường nhiệt trong bê tông phụ thuộc cơ bản vào các yếu tố như: số lượng hạt cốt liệu, hình dạng hạt cốt liệu, loại và hàm lượng xi măng, các tính chất về nhiệt của vật liệu, tốc độ tỏa nhiệt, hình dạng - kích thước kết cấu, cấp phối bê tông, phương pháp bảo dưỡng bê tông, môi trường xung quanh kết cấu ...v.v. Trong thi công các công trình dân dụng và công nghiệp hiện nay có nhiều kết cấu có khối lượng rất lớn như đầm chuyên, đài móng, móng máy, đập ...v.v. Với những kết cấu này lượng nhiệt thủy hóa xi măng là rất lớn.

Bài báo trình bày kết quả nghiên cứu quá trình sinh nhiệt và truyền nhiệt khi thủy hóa bê tông xi măng bằng chương trình FLAC3D. Quá trình mô phỏng được thực hiện theo các bước: phát sinh nhiệt và truyền nhiệt bằng các mô hình nhiệt; quá trình đông cứng và phát triển cường độ bằng các mô hình cơ học. Phần mềm sử dụng mô hình thủy hóa được đề xuất bởi Onken và Rostasy, 1995 trong tính toán mô phỏng.

2. Lý thuyết về truyền nhiệt và ứng suất do hiệu ứng nhiệt

Tốc độ thủy hóa được định nghĩa là tỉ số giữa lượng nhiệt sinh ra tại thời điểm đang xét Q (J/m^3) và lượng nhiệt sinh ra lớn nhất của quá trình thủy hóa Q_{max} (J/m^3):

$$\alpha(t_e) = \frac{Q(t_e)}{Q_{max}} \quad (1)$$

trong đó:

t_e là tuổi của bê tông.

Thời gian thủy hóa phụ thuộc vào nhiệt độ của bê tông. Do vậy, độ dẫn nhiệt của vật liệu thủy hóa và nhiệt độ môi trường ban đầu có vai trò quan trọng trong quá trình truyền nhiệt. Nhiệt độ môi trường thấp hơn sẽ dẫn đến thời gian thủy hóa lâu hơn và nhiệt độ sinh ra nhỏ hơn. Ngược lại, khi nhiệt độ môi trường

* Tác giả liên hệ

Email: nguyenvanmanh@hmg.edu.vn

cao hơn, quá trình thủy hóa sẽ diễn ra nhanh hơn và nhiệt độ sinh ra sẽ lớn hơn. Khi đó tuổi bê tông được xác định như sau:

$$t_e = \int_0^t e^{\frac{E_A}{R} \left(\frac{1}{T_{Ref}} - \frac{1}{T} \right)} dt \quad (2)$$

trong đó:

R là hằng số khí ($R = 8,314 \text{ J/K/mol}$);

E_A là năng lượng hoạt động (J/mol);

T_{Ref} là nhiệt độ tham chiếu (K) được lấy bằng 20°C ;

T là nhiệt độ của vật liệu (K).

Lượng nhiệt sinh ra trong quá trình thủy hóa của xi măng trong bê tông được tính như sau:

$$Q(t_e) = C \cdot Q_{Ce}(t_e) \quad (3)$$

$$Q_{max} = C \cdot Q_{Ce,max} \quad (4)$$

trong đó:

C là hàm lượng vật liệu kết dính xi măng (kg/m^3);

Q_{Ce} là tổng lượng nhiệt do quá trình thủy hóa sinh ra đến thời điểm xét (J/kg);

$Q_{Ce,max}$ là tổng lượng nhiệt sinh ra cho đến khi quá trình thủy hóa kết thúc (J/kg).

Từ phương trình (3) và (4) và (1), nhiệt lượng giải phóng tại thời điểm xét là:

$$q(t_e) = Q(t_e) = \alpha \cdot C \cdot Q_{Ce,max} \quad (5)$$

Nếu không có bất kỳ điều kiện hạn chế nào thì quá trình thủy hóa sẽ xảy ra trong phạm vi $\alpha = [0, 1]$. Trong quá trình đó, nhiệt luôn luôn được sinh ra và tổng lượng nhiệt sinh ra khi quá trình kết thúc là Q_{max} . Tuy nhiên, quá trình này có thể bị hạn chế bởi những yếu tố về vật lý. Do đó, có hai điều kiện biên, một là phụ thuộc vào nhiệt độ, thứ hai là phụ thuộc vào tốc độ thủy hóa:

$$q(t_e) = \begin{cases} q(t_e) & T \leq T_{max,q} \\ 0 & T \geq T_{max,q} \end{cases} \quad (6)$$

$$q(t_e) = \begin{cases} q(t_e) & \alpha \leq \alpha_{max,q} \\ 0 & \alpha \geq \alpha_{max,q} \end{cases} \quad (7)$$

Mức độ thủy hóa còn phụ thuộc vào tuổi tương ứng của bê tông theo phương trình (2), đây là một hàm mũ với hai tham số vật liệu Jonasson b là t_1 như sau:

$$\alpha(t_e) = e^{-\left(\ln\left(1+\frac{t_e}{t_1}\right)\right)^b} \quad (8)$$

Tuổi tương đương của bê tông được tính theo phương trình (2). Trong đó tham số vật liệu duy nhất là năng lượng hoạt động E_A . Năng lượng hoạt động E_A là một hàm số của nhiệt độ như sau (Onken và Rostasy, 1995):

$$E_A(T) = \begin{cases} E_{A,1} + dE_{A,T} \cdot (T_{0,EA} - T) & T \leq T_{0,EA} \\ E_{A,1} & T \geq T_{0,EA} \end{cases} \quad (9)$$

trong đó:

$E_{A,1} = 30 \text{ kJ/mol}$;

$dE_{A,T} = 1,47 \text{ kJ/mol/K}$;

$T_{0,EA} = 293^\circ\text{K}$.

Quá trình truyền nhiệt được giả thiết là đẳng hướng và là hàm số của nhiệt dung riêng (c_p) và độ dẫn nhiệt (λ) như sau:

$$c_p = c_{p,1} \cdot (1 + dc_{p,\alpha} \cdot \alpha) (1 + dc_{p,T} \cdot T) \quad (10)$$

$$\lambda = \lambda_1 \cdot (1 + d\lambda_\alpha \cdot \alpha) (1 + d\lambda_T \cdot T) \quad (11)$$

3. Sử dụng mô hình Drucker-Prager để mô phỏng quá trình thủy hóa

Phần mềm FLAC3D sử dụng mô hình Drucker-Prager cải tiến để mô phỏng quá trình thủy hóa của xi măng. Trong đó tính chất đàn hồi và độ bền của bê tông phụ thuộc vào tốc độ thủy hóa (Hinze, 1987). Ở đây cần chú ý đến giá trị tốc độ thủy hóa tối thiểu α_0 - đây là giá trị thể hiện sự chuyển đổi giữa hai trạng thái huyền phù và rắn cứng. Khi tốc độ thủy hóa vượt quá giá trị α_0 , độ bền và độ cứng của bê tông không còn phụ thuộc tuyến tính vào tốc độ thủy hóa. Khi đó, mô đun đàn hồi E của bê tông trong quá trình thủy hóa được xác định như sau:

$$E(\alpha) = E_{cte} \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^a \quad (12)$$

trong đó:

E_{cte} là mô đun đàn hồi của bê tông sau khi kết thúc quá trình thủy hóa (Pa);

a là số mũ lũy thừa.

Độ bền nén (σ_c) và độ bền kéo (σ_t) của bê tông được xác định như sau:

$$\sigma_c(\alpha) = 0,85 \cdot \left(\frac{f_{cte}}{c} \cdot \frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{3/2} \quad (13)$$

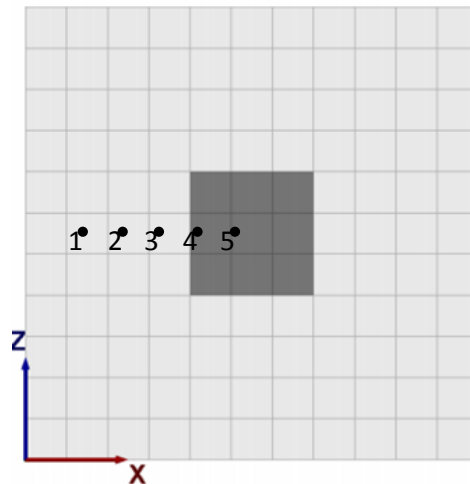
$$\sigma_t(\alpha) = f_{cte} \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right) \quad (14)$$

trong đó:

f_{cte} là độ bền nén của bê tông sau khi kết thúc quá trình thủy hóa;

c là tham số vật liệu.

Xét một khối bê tông có kích thước 3m x 1m x 3m được bao xung quanh bởi khối vật liệu đàn hồi, đẳng nhiệt có kích thước 11m x 1m x 11m như trên hình 1. Các thông số vật liệu bê tông như trong bảng 1. Các thông số vật liệu đàn hồi đẳng nhiệt được cho trong bảng 2.



Hình 1. Mô hình bài toán và các điểm khảo sát sự thay đổi nhiệt độ

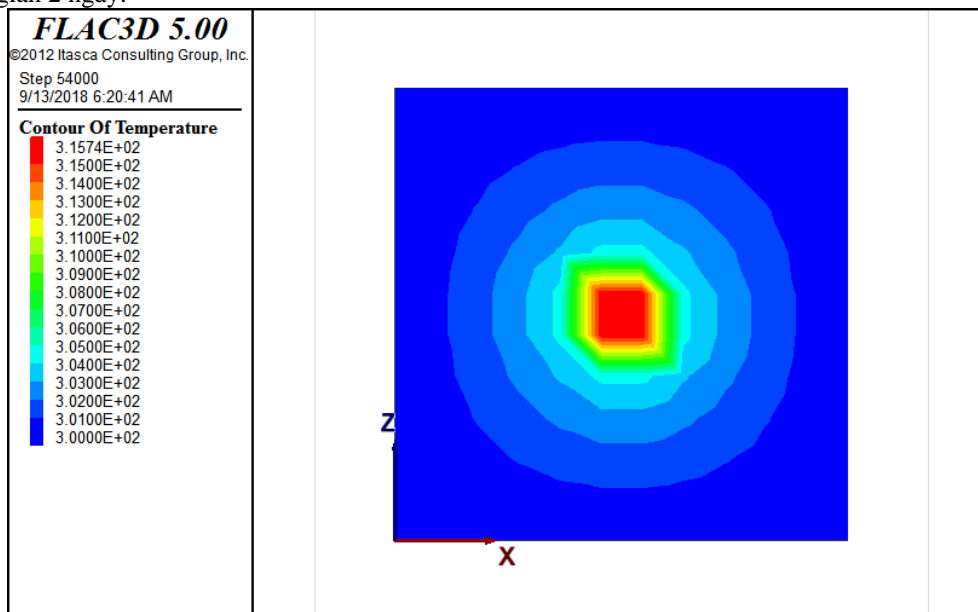
Bảng 1. Các tham số đặc trưng của vật liệu bao quanh khối bê tông

TT	Tham số	Đơn vị	Giá trị
1	Mô đun đàn hồi khối, K	MPa	1000
2	Mô đun trượt, G	MPa	700
3	Nhiệt dung riêng, C_p	J/kg/K	0,2
4	Hệ số dẫn nhiệt, k	W/m/K	20
5	Hệ số giãn nở nhiệt, α_t	$^{\circ}\text{C}^{-1}$	10^{-4}

Bảng 2. Các tham số đặc trưng của vật liệu bê tông

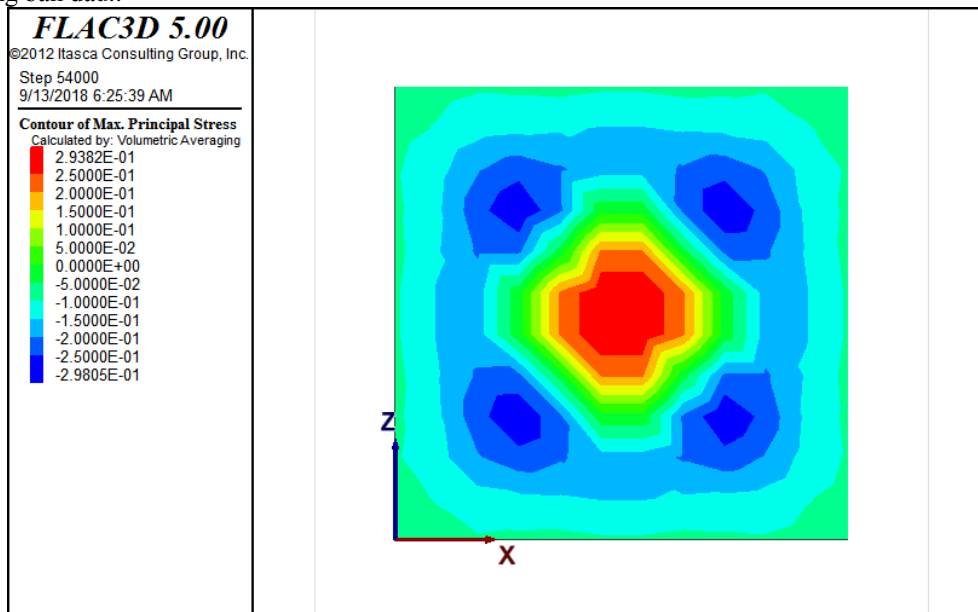
TT	Tham số	Đơn vị	Giá trị
1	Lượng nhiệt tỏa ra lớn nhất, $Q_{Ce,max}$	J/kg	10^5
2	Mật độ xi măng, C	Kg/m ³	330
3	Tham số vật liệu, b		-1,114
4	Tham số vật liệu, t_1	s	$7,2 \cdot 10^4$
5	Hằng số khí, R	J/mol	8,314
6	Năng lượng hoạt động, $E_{A,1}$	J/mol	33,5
7	Năng lượng hoạt động, $dE_{A,T}$	kJ/mol/K	1,47
8	Nhiệt dung riêng, $C_{p,1}$	J/kg/K	0,2
9	Hệ số dẫn nhiệt, λ_1	W/m/K	2
10	Hệ số giãn nở nhiệt, α_t	$^{\circ}\text{C}^{-1}$	10^{-5}
11	Tốc độ thủy hóa tối thiểu của xi măng, α_0		0,2
12	Mô đun đàn hồi của bê tông sau thủy hóa, E_{cte}	MPa	1000
13	Tham số vật liệu, c		0,4
14	Tham số vật liệu, a		0,6
15	Giá trị nhỏ nhất của $(\alpha - \alpha_0)$		10^{-4}

Sau khi xây dựng mô hình, tiến hành chạy chương trình với quá trình sinh nhiệt và truyền nhiệt trong thời gian 2 ngày.



Hình 2. Đường đồng mức nhiệt trong mô hình ($^{\circ}K$)

Hình 2 cho thấy, trong quá trình thủy hóa, nhiệt độ lớn nhất sinh ra trong khối bê tông, sau đó truyền sang khối vật liệu bao bên ngoài. Nhiệt độ trong khối bê tông tăng lên khoảng $15^{\circ}C$ so với nhiệt độ môi trường ban đầu..



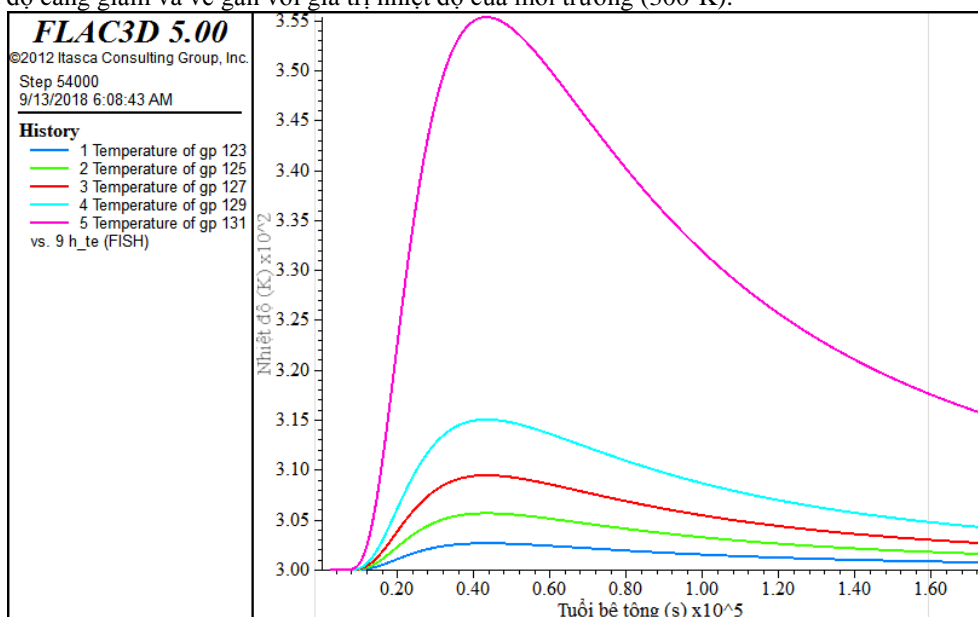
Hình 3. Đường đồng mức thành phần ứng suất chính do nhiệt

So sánh hình 2 với hình 3 cho thấy khi nhiệt độ trong khối bê tông tăng lên do quá trình thủy hóa sẽ sinh ra các ứng suất nhiệt. Vị trí có nhiệt độ càng cao thì ứng suất cũng càng lớn. Có thể quan sát thấy trong mẫu vừa xuất hiện ứng suất nén, vừa xuất hiện ứng suất kéo. Đây chính là nguyên nhân có thể gây nứt bê tông trong quá trình đông cứng.

Hình 4 là kết quả sự thay đổi nhiệt độ tại 5 vị trí khảo sát khác nhau có tọa độ lần lượt là 1(1,0,5); 2(2,0,5); 3(3,0,5); 4(4,0,5) và 5(5,0,5) theo tuổi của bê tông.

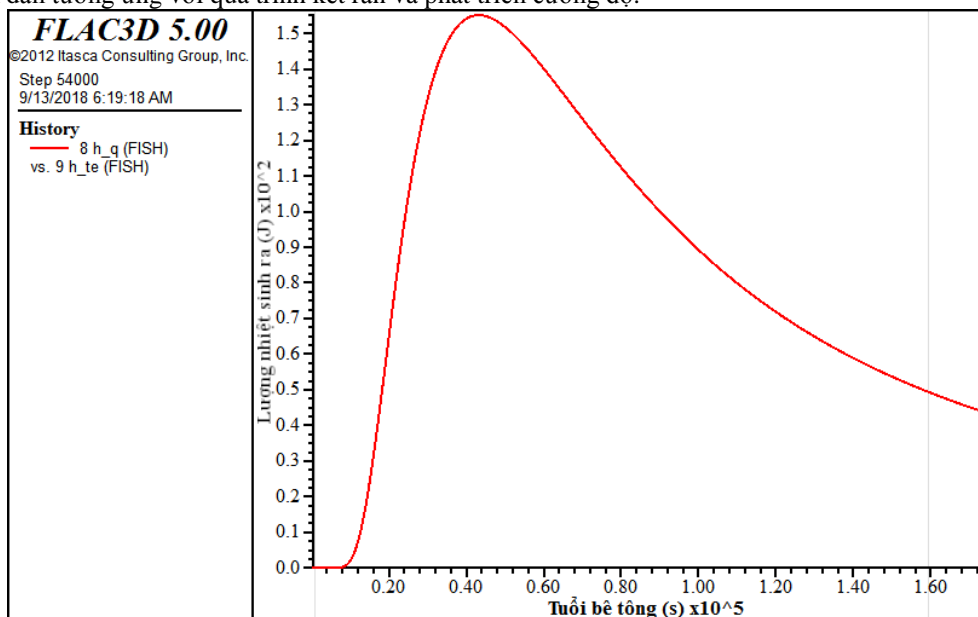
Nhiệt sinh ra do quá trình thủy hóa tăng nhanh trong khoảng từ 10 đến 12 giờ (thời điểm sau khi kết thúc quá trình ninh kết) và sau đó giảm dần (quá trình kết khối và phát triển cường độ). Nhiệt độ lớn nhất

phát sinh trong khối bê tông, sau đó lan truyền ra khối vật liệu bao xung quanh, càng xa khối bê tông nhiệt độ càng giảm và về gần với giá trị nhiệt độ của môi trường (300°K).



Hình 4. Sự thay đổi nhiệt độ của 5 điểm khảo sát theo tuổi bê tông

Hình 5 biểu diễn kết quả sinh nhiệt trong quá trình thủy hóa theo tuổi của bê tông. Kết quả cho thấy lượng nhiệt sinh ra tăng dần cho đến khoảng 10 đến 12 giờ - là thời điểm kết thúc ninh kết - và sau đó giảm dần tương ứng với quá trình kết rắn và phát triển cường độ.



Hình 5. Quá trình sinh nhiệt theo tuổi bê tông

4. Kết luận

Bài báo trình bày ảnh hưởng của quá trình thủy hóa xi măng đến sự phát sinh nhiệt và truyền nhiệt trong khối bê tông. Nhiệt sinh ra trong quá trình thủy hóa gây ra các ứng suất nhiệt trong khối bê tông và có thể gây ra các vết nứt trong cấu trúc bê tông non tuổi, gây hư hỏng công trình. Sử dụng chương trình FLAC3D (phương pháp sai phân hữu hạn) để mô phỏng sự phát sinh nhiệt và truyền nhiệt trong quá trình thủy hóa xi măng cũng như sự hình thành ứng suất nhiệt gây hại cho chất lượng bê tông. Kết quả cho thấy lượng nhiệt sinh ra lớn nhất trong quá trình ninh kết bê tông, khi chuyển sang giai đoạn kết khối và phát triển cường độ thì nhiệt sinh ra giảm dần. Cường độ của bê tông bắt đầu phát triển sau khoảng thời gian 18h, và phát triển tương đối nhanh sau đó.

Từ kết quả phân tích mô phỏng có thể cho phép dự báo, kiểm soát lượng nhiệt sinh ra và sự phân bố của chúng trong kết cấu bê tông. Đồng thời đánh giá được mức độ nguy hiểm của các thành phần ứng

suất nhiệt và biến dạng nhiệt. Từ đó giúp cho người thiết kế có thể đưa ra một quy trình thi công, bảo dưỡng bê tông thích hợp để đạt được chất lượng bê tông tốt nhất theo thiết kế.

Tài liệu tham khảo

Bùi Đức Vinh, Nguyễn Văn Chánh, Chu Quốc Thắng, 2005. Phân tích phân bố nhiệt hydrat và ứng suất trong cấu trúc bê tông để kiểm soát sự gây nứt của công trình bê tông cốt thép. *Hội nghị khoa học “Sự cố và hư hỏng công trình xây dựng”*, Hà Nội 11/2005.

Hinze, D., 1987. *Zur Beurteilung des physikalischen nicht-linearen Betonverhaltens bei mehrachsigen Spannungszustand mit Hilfe differenzieller Stoffgesetze unter Anwendung der FEM*. Thesis, Hochschule für Architektur und Bauwesen, Weimar.

Hồ Ngọc Khoa, Vũ Chí Công, 2012. Phân tích trường nhiệt độ và ứng suất nhiệt trong bê tông khối lớn bằng phương pháp phần tử hữu hạn. *Tạp chí Khoa học công nghệ xây dựng*, số 14/12-2012.

Onken, P., and F. Rostásy, 1995. Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzendem Temperaturzwang. *DAfStb Heft 449*. Berlin: Beuth-Verlag.

Phùng Văn Lự, 2006. *Giáo trình Vật liệu xây dựng*. Nhà xuất bản Giáo dục, Hà Nội.

ABSTRACT

A study on the hydration of Portland cement by using FLAC3D

Nguyen Van Manh¹

¹ *Hanoi University of Mining and Geology*

The hydration of cement is an exothermic reaction. The analysis of temperature fields and thermal stresses in concrete structures is highly significant for preventing concrete from cracking. This paper presents the numerical solution (thermal model in FLAC3D program) for hydration process in the concrete structures which includes heat hydration generation, heat propagation, hardening and strength development of the concrete. Based on the numerical modeling, it can be predicted the development of the temperature field and thermal stress in concrete structures at the first stage of curing duration, which could be useful for the designers to propose appropriate solutions in preventing thermal cracks due to heat of hydration of cement.

Keywords: concrete; hydration; heat generation; heat transfer

Nghiên cứu xác định các thông số vật liệu và ứng xử của kết cấu dựa trên kết quả đo tại hiện trường

Đặng Văn Phi^{1,*}, Đinh Hải Nam¹, Tăng Văn Lâm²
¹ Trường Đại học Mỏ - Địa chất

²National Research Moscow State University of Civil Engineering, d. 26, Yaroslavskoe Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation.

TÓM TẮT

Trong quá trình tính toán và thiết kế kết cấu, việc sử dụng các mô hình đơn giản để mô hình hóa ứng xử của kết cấu là vô cùng cần thiết. Trên thực tế, các công trình nhà cao tầng thường sử dụng mô hình dầm chịu cắt (liên tục hoặc rời rạc) để đơn giản hóa việc xác định các thông số động lực học: tần số, biên độ dao động. Trong bài báo này, tác giả đề cập đến dầm liên tục chịu cắt để đại diện cho kết cấu cao tầng. Thông qua việc nghiên cứu lý thuyết động lực học và xử lý số liệu đo thực nghiệm trên một bức tường đất đơn giản, có thể xác định được độ tin cậy của mô hình đơn giản đồng thời ước lượng được các đặc trưng vật lý thực tế của vật liệu (khối lượng riêng, mô đun đàn hồi).

Từ khóa: Thông số vật liệu; ứng xử của kết cấu; đo hiện trường.

1. Đặt vấn đề

Tính toán kết cấu là quá trình xác định trạng thái ứng suất, biến dạng, chu kỳ và tần số giao động, v.v. của từng bộ phận cho đến từng cấu kiện chịu lực của công trình dưới tác dụng của các loại tải trọng. Theo (Lê Thanh Huân, 2007; Nguyễn Đại Minh, 2010) đối với kết cấu nhà cửa hoặc kết cấu dạng tường chắn khi xác định đặc trưng động học của công trình ta có thể giả thiết các kết cấu này làm việc như một thanh consol có liên kết một đầu ngàm, một đầu tự do. Từ đó, đưa hệ kết cấu của công trình về dạng một bậc tự do hoặc hệ nhiều bậc tự do (tùy thuộc vào sự phân bố khối lượng của hệ dọc theo chiều dài của kết cấu) để khảo sát.

Thông số động học (tần số, dạng dao động riêng, v.v.) là một trong các thông số rất quan trọng trong việc nghiên cứu, tính toán thiết kế kháng chấn của công trình. Để xác định được các thông số này, thông thường người kỹ sư hiện nay phải mô hình toàn bộ công trình vào phần mềm, sau đó giải bài toán dao động riêng để xác định được các tần số dao động riêng của công trình. Khối lượng tính toán và sự chính xác phụ thuộc rất nhiều vào quy mô công trình, sự chia nhỏ các phần tử và cả khả năng tính toán của máy tính. Đôi khi công việc này đòi hỏi rất nhiều công sức, tài nguyên và thời gian.

Việc sử dụng các mô hình đơn giản sẽ giúp các kỹ sư nắm bắt được ứng xử tổng quát của công trình, qua đó xác định được các thông số động học của công trình, giúp cho việc thiết kế sơ bộ, điều chỉnh kết cấu một cách nhanh và hiệu quả.

Mô hình đơn giản phổ biến nhất được sử dụng hiện nay là mô hình dầm chịu cắt (liên tục hoặc rời rạc). Mô hình rời rạc yêu cầu giải quyết bài toán ma trận với kích thước phụ thuộc vào số tầng của công trình. Trong khi mô hình liên tục có nhiều ưu điểm: các thông số đầu vào thống nhất cho toàn bộ chiều cao kết cấu (dựa trên giả thiết vật liệu đồng nhất, đẳng hướng), phương trình chuyển động ở dạng vi phân bậc 2, kết quả tần số dao động riêng đơn giản, phù hợp với các loại kết cấu dạng khung phổ biến.

Trong bài báo này, nhóm tác giả trình bày lý thuyết động học của dầm liên tục chịu cắt - mô hình dầm Timoshenko (Mehdi Modares và nnk, 2010), qua đó xác định được mối liên hệ giữa các thông số vật liệu và thông số động học của công trình. Nhờ sự trợ giúp của thiết bị đo dao động hiện trường, ta có thể xác định được tần số dao động riêng của kết cấu và qua đó kiểm nghiệm lại các thông số đầu vào của bài toán. Kết quả có ý nghĩa thực tiễn trong việc tính toán, kiểm định các công trình có điều kiện thí nghiệm phức tạp như các công trình cải tạo, sửa chữa và khôi phục kết cấu; nhằm mục đích đánh giá được khả năng chịu lực của kết cấu và tuổi thọ của công trình.

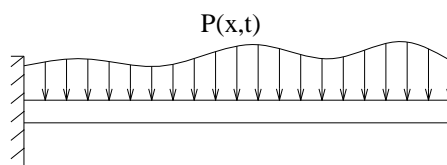
2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

2.1. Động lực học của mô hình dầm liên tục chịu cắt

* Tác giả liên hệ

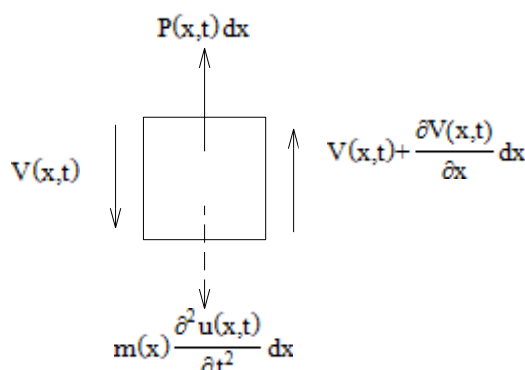
Email: dangvanphi@khoaxaydung.edu.vn

Tần số dao động riêng thứ n của dầm liên tục chịu cắt một đầu ngàm, một đầu tự do *Hình 1*



Hình 1. Dầm liên tục chịu lực phân bố một đầu ngàm, một đầu tự do.

Để nghiên cứu trạng thái ứng suất tại một điểm, ta tách riêng ra một hình hộp kích thước vô cùng bé (gọi là phân tử) bao quanh điểm đó. Các cạnh của phân tử là vô cùng bé nên ta có thể coi phân tử là điểm đang xét và ứng suất trên các mặt phân tử được xem là ứng suất trên các mặt cắt đi qua điểm đó. Điều này hoàn toàn phù hợp, vì nếu cho kích thước của phân tử giảm đến 0 thì phân tử sẽ thu về một điểm. Mặt khác, vì đã thừa nhận vật liệu đồng chất và đẳng hướng nên phân tử tách ra ở bất kỳ điểm nào vẫn có đầy đủ tính chất của toàn bộ vật thể đàn hồi. Khảo sát trạng thái ứng suất phẳng của phân tử (*Hình 2.*) của dầm chịu cắt. Ứng suất cắt và lực cắt lần lượt được xác định theo công thức (2) và (3) (Mehdi Modares và nnk, 2010).



Hình 2. Trạng thái ứng suất phẳng của phân tử của dầm khi chịu cắt

Xét trạng thái ứng suất phẳng theo phương ngang trục của một phân tử vô cùng bé có chiều dài dx . Do dầm chỉ xét trạng thái chịu cắt nên ngoài lực cắt của hai tiết diện ở hai bên, phân tử còn chịu thêm tải trọng ngang do ngoại lực và động lực do chuyển vị ngang của dầm.

Khi ở trạng thái cân bằng, ta có:

$$V(x,t) + \frac{\partial V(x,t)}{\partial x} dx - V(x,t) + P(x,t) dx - m(x) \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} dx = 0 \quad (1)$$

Trong đó:

- $P(x,t)$ - tải trọng phân bố tác dụng lên dầm
- $m(x)$ - khối lượng trên một đơn vị dài
- $V(x,t)$ - ứng suất cắt tại tiết diện có tọa độ x (theo trục của dầm).
- $u(x,t)$ - chuyển vị tại tiết diện có tọa độ x (theo trục của dầm).
- t - thời gian
- x - tọa độ theo phương ngang (theo trục của dầm)

Ứng suất cắt được xác định theo công thức

$$V(x,t) = G A_s \frac{\partial u(x,t)}{\partial x} \quad (2)$$

Với A_s là tiết diện ngang chịu cắt hiệu dụng của dầm.

Từ phương trình (1) và (2) ta có phương trình vi phân của chuyển động là: Phương trình vi phân từng phần liên hệ giữa các đại lượng phụ thuộc vào không gian và thời gian

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(G A_s \frac{\partial u(x,t)}{\partial x} \right) + P(x,t) = m(x) \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} \quad (3)$$

Trường hợp dao động tự do $P(x,t) = 0$, phương trình (3) trở thành (4):

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(G A_s \frac{\partial u(x,t)}{\partial x} \right) = m(x) \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} \quad (4)$$

Giả thiết dao động có dạng hàm harmonic: $u(x,t) = \varphi(x) \cdot e^{i\omega t}$, trong đó $\varphi(x)$ là chuyển vị ngang của dầm, ω là vận tốc góc của dao động. Phương trình (4) trở thành:

$$-\frac{\partial}{\partial x} \left(GA_s \frac{d\varphi(x)}{dx} \right) = m(x) \omega^2 \varphi(x) \quad (5)$$

Sử dụng điều kiện biên của dầm một đầu ngàm, một đầu tự do: $\varphi(0) = \varphi'(L) = 0$, ta xác định được nghiệm của phương trình (5) cho ta kết quả của tần số góc và chu kỳ tương ứng với dao động riêng thứ n của dầm theo công thức (6) và (7).

$$\omega_n = (2n-1) \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{GA_s}{mH^2}} \quad (6)$$

$$f_n = \frac{2n-1}{4H} \sqrt{\frac{GA_s}{m}} \quad (7)$$

Trong đó:

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ - module chịu cắt;

E - module đàn hồi;

ν - hệ số poisson (hệ số nở ngang);

m - khối lượng riêng theo chiều dài của dầm liên tục;

H - chiều cao dầm.

Dựa vào các đặc trưng hình học, vật liệu của dầm và các phương trình từ (1) đến (7) xác định được tần số dao động của dầm và ngược lại.

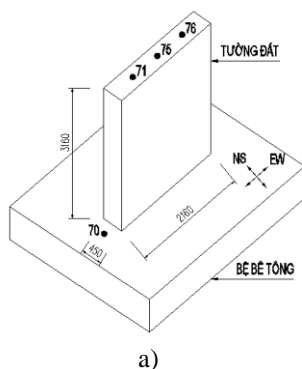
2.2. Quá trình thí nghiệm và phân tích mô phỏng

Phương pháp đo hiện trường là một trong các phương pháp thí nghiệm không phá hoại phổ biến trên thế giới. Phương pháp dựa trên nguyên lý đo chuyển vị của một điểm theo thời gian thực. Chuyển vị của kết cấu có thể được sinh ra do ngoại lực tác động trực tiếp hoặc gián tiếp thông qua các vật trung gian. Ngoại lực tác động trực tiếp lên kết cấu thường gây ra sóng dao động đột ngột có khả năng ảnh hưởng đến sự làm việc của kết cấu và khả năng đo của thiết bị. Nên trong thực tế, phương pháp đo thông qua các tác động gián tiếp (sóng dao động truyền từ xe cộ, người đi lại xung quanh truyền qua đất đến kết cấu nghiên cứu, gió, v.v.) thường được sử dụng nhiều hơn.

Trong nghiên cứu này, đối tượng đó là một Tường đất xây trên khối bê tông với giả thiết một đầu ngàm ở dưới và đầu trên tự do, đất được đắp, đầm theo từng lớp do đó có thể coi là có chuyển vị ngang, phẳng trong quá trình dao động, tường được giả thiết là tường liên tục (Hình 3a).

Thiết bị đo là sensor Tromino có khả năng đo chuyển vị và vận tốc theo thời gian thực với độ chính xác cao. Bộ trí 3 sensor trên đỉnh và 1 sensor dưới để bê tông.

Sử dụng sensor Tromino (Hình 3b) để đo chuyển vị và vận tốc theo thời gian thực. Các vị trí đặt điểm đo lần lượt là 70, 71, 75 và 76.



Hình 3. a - Mô hình thí nghiệm tường đất, b - Thiết bị sensor Tromino (Manual Tromino 3G, 2017)

Phương pháp đo (Ambient noise): Không tác động trực tiếp vào mẫu đo mà sử dụng các sensor đo chuyển vị của tường tại vị trí đo dưới các tác động bên ngoài (tải trọng do người đi lại, xe cộ đi lại ở xa tạo ra sóng dao động truyền qua đất tới tường, tải trọng gió, tải trọng động đất, v.v.) những tác động này

không trực tiếp và có giá trị rất nhỏ. Kết quả đo được thể hiện trên *Hình 4* và *Hình 5*.

Kết quả đo được thể hiện dựa trên biến đổi của vận tốc đầu đo theo thời gian. Sử dụng biến đổi Fourier, ta có thể xác định được giá trị biên độ theo tần số.

3. Kết quả và thảo luận

Xử lý số liệu: Số liệu đo theo thời gian được biến đổi Fourier công thức (8) thành tín hiệu theo tần số:

$$f(t)=F^{-1}(F)(t)=\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty}F(\omega)e^{i\omega t}d\omega \quad (8)$$

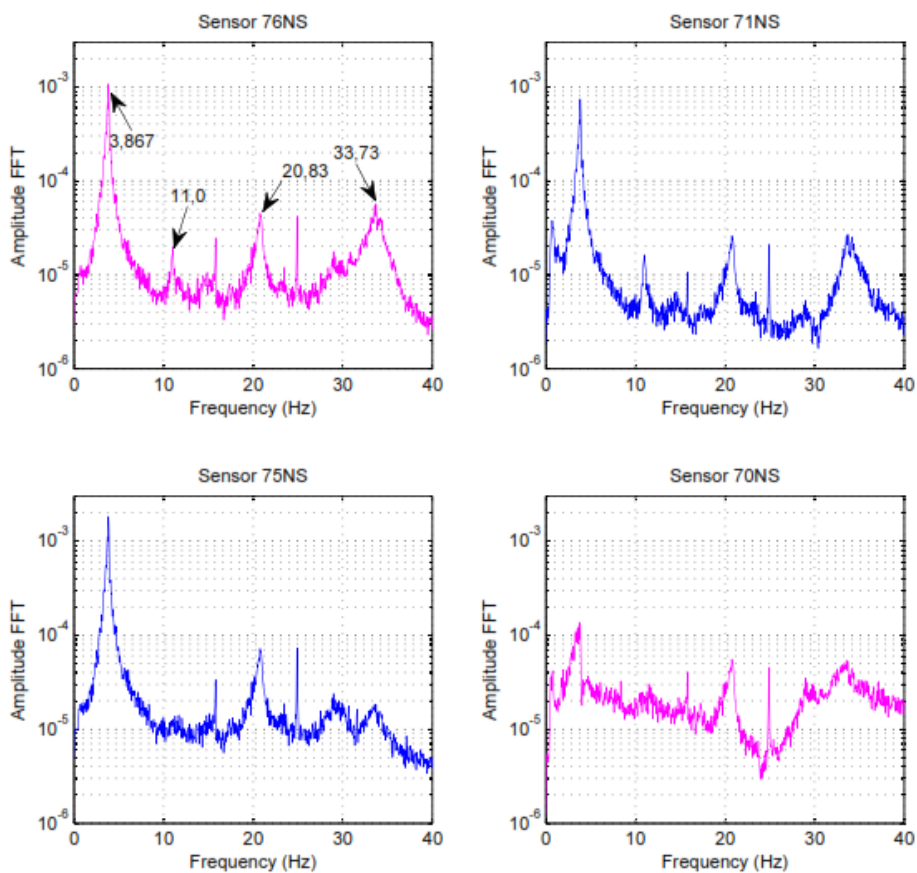
Từ biểu đồ theo tần số có thể xác định được các điểm mà tại đó biên độ của số liệu tăng vọt, tức là xảy ra cộng hưởng do trùng với tần số dao động riêng của công trình. Từ đó, ta xác định được giá trị tần số dao động riêng của công trình. Vận tốc chuyển vị theo phương Bắc Nam (NS) của các điểm đo được thể hiện qua *Hình 4*, biến đổi Fourier của các số liệu đo theo phương NS và phương Đông Tây (EW) kết quả cho thấy các đỉnh (pick) của biên độ ứng với các tần số của các dạng dao động trên *Hình 4* và *Hình 5*.

Quan sát đồ thị ở *Hình 4* ta có thể thấy rõ sự tương đồng của đồ thị sensor 71, 75 và 76 đặt trên đỉnh của tường, điều đó thể hiện sự thống nhất về kết quả phân tích. Sự khác biệt của sensor 70 so với các sensor khác là do vị trí sensor 70 đặt dưới nền và chịu tác động lớn của tương tác giữa kết cấu tường và nền đất, đây chính là tác động bên ngoài gây ra các chuyển vị đo được tại vị trí trên đỉnh của tường đất.

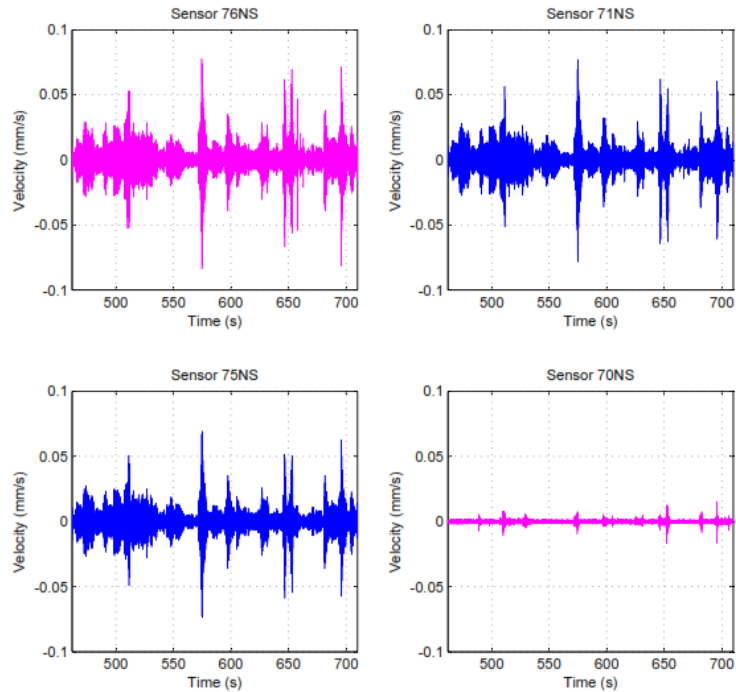
Dựa vào sự xuất hiện của các đỉnh biên độ trên các sensor theo các phương khác nhau, ta có thể định hình được các dạng dao động. Từ đó xác định được giá trị tần số dao động riêng của công trình. Kết quả được thể hiện trong các bảng từ *Bảng 1* đến *Bảng 4*.

Bảng 1. Tần số dao động của tường đất theo các phương

Mode	Phương NS (Hz)	Phương Xoắn (Hz)	Phương EW (Hz)
1	3,867	11	14,437
2	21,765	33,73	



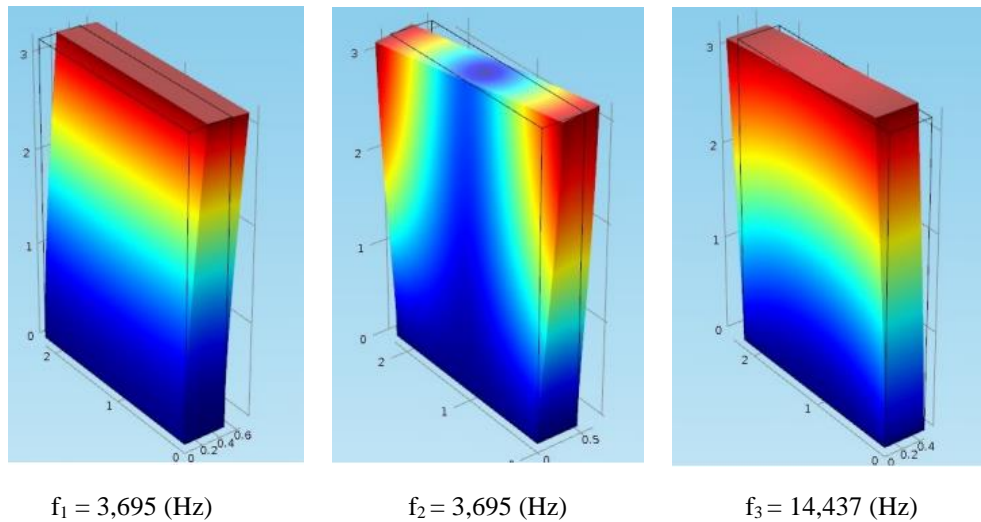
Hình 4. Biên độ-tần số dao động của tường đất tương ứng với các điểm đo



Hình 5. Biên độ-tần tốc-thời gian của tường đất tương ứng với các điểm đo

Sử dụng kết quả đo được theo các phương và các phương trình từ (1) đến (7), ta xác định được các thông số vật liệu của tường: Module đàn hồi $E=498$ MPa, khối lượng riêng $\rho=1890$ Kg/m³, hệ số poisson $\nu=0,22$.

Để kiểm nghiệm lại giá trị tính toán bằng phương pháp đo thực tế tại hiện trường, ta mô hình số tường đất bằng phần mềm COMSOL. Kết quả được thể hiện trên Hình 6.



Hình 6. Dạng dao động Mode 1, Mode 2 và Mode 3 của tường

Bảng 2. Kết quả tần số theo giải tích, mô hình số và mô hình thực của tường theo phương NS.

Mode	Tần số theo phương NS				
	Kết quả đo được	Kết quả tính toán theo giải tích		Kết quả tính toán theo Mô hình số	
	bằng thiết bị Tromino	f_i	Chênh lệch	f_i	Chênh lệch
	f_i	f_i	(%)	f_i	(%)
1	3,867	3,695	3,63	3,732	2,65
2	21,765	21,734	0,14	21,49	1,26

Bảng 3. Kết quả tần số theo giải tích, mô hình số và mô hình thực của tường theo phương Xoắn

Mode	Tần số theo phương Xoắn				
	Kết quả đo được bằng thiết bị Tromino	Kết quả tính toán theo giải tích		Kết quả tính toán theo Mô hình số	
	f_i (Hz)	f_i (Hz)	Chênh lệch (%)	f_i (Hz)	Chênh lệch (%)
1	11	9,447	11,71	11,49	7,38
2	33,73	28,342	15,98	36,458	8,09

Bảng 4. Kết quả tần số theo giải tích, mô hình số và mô hình thực của tường theo phương EW

Mode	Tần số theo phương EW				
	Kết quả đo được trên mô hình thực	Kết quả tính toán theo giải tích		Kết quả tính toán theo Mô hình số	
	f_i (Hz)	f_i (Hz)	Chênh lệch (%)	f_i (Hz)	Chênh lệch (%)
1	14,4	14,437	0,09	14,023	2,96

4. Kết luận

Khảo sát một bức tường bằng đất được xây trên bệ bê tông, sử dụng bốn thiết bị đo (ba vị trí đặt trên đỉnh và một vị trí đặt dưới bệ bê tông). Xử lý biến đổi Fourier cho các kết quả đo ta xác định được tần số tại mỗi điểm đo tương ứng. Từ đó, xác định được tần số dao động riêng của tường ứng với các phương khác nhau; đối với phương NS và EW thì sai số đối với tần số nhỏ hơn 5%; đối với phương Xoắn thì sai số nhỏ nhất là 7,38% và lớn nhất là 15,98%. Sử dụng lý thuyết mô hình dầm Timoshenko, ta xác định được thông số vật liệu của kết cấu với module đàn hồi $E=498$ MPa, khối lượng riêng $\rho=1890$ Kg/m³, hệ số poisson $\nu=0,22$.

Từ kết quả nghiên cứu cho thấy trong thực tế tính toán, khảo sát và phân tích công trình, ta hoàn toàn có thể xác định được các thông số đặc trưng vật liệu của kết cấu dựa vào các giá trị chu kỳ và tần số của công trình thông qua kết quả đo ngoài hiện trường.

Tài liệu tham khảo

Lê Thanh Huân, 2007. *Kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép*, trang 24. NXB Xây dựng.

Manual Tromino 3G, 2017.

Mehdi Modares and etc, 2010. *4th International Workshop on Reliable Engineering Computing (REC 2010)*, pp. 173-185, ISBN: 978-981-08-5118-7. Published by Research Publishing Services. doi:10.3850/978-981-08-5118-7 056

Nguyễn Đại Minh, 2010. Phương pháp phổ phản ứng nhiều dạng dao động và tính toán nhà cao tầng chịu động đất theo TCXDVN 375:2006. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng*, trang 1-13.

ABSTRACT

The study determined the parameters of material and behavior of structures based on field measurement results

Phi Van Dang^{1*}, Dinh Hai Nam¹, Tang Van Lam²

¹Hanoi University of Mining and Geology, 18 Vien Quarter, Duc Thang Ward, Bac Tu Liem District, Ha Noi, Vietnam.

²National Research Moscow State University of Civil Engineering, d. 26, Yaroslavskoe Shosse, Moscow, 129337, Russian Federation.

Abstract: In calculating the design process and structure, it is necessary to use simple models to model the behavior of structures. In fact, high rise buildings often use shear (continuous or discrete) beam models to simplify the determination of dynamic parameters: frequency, amplitude, and vibration. In this paper, the author refers to continuous shear beams to represent the high-rise structure. Through the study of dynamics and process data measured experimentally on a wall of earth simple, can determine the reliability of the simplified model and estimate the physical characteristics make of material fact (material density, modulus of elasticity).

Keywords: parameters, structural behavior, field measurements.

Mô hình lưới Thủy-Cơ đánh giá độ thấm của bê tông cốt thép

Phạm Đức Thọ^{1,*}, Bùi Anh Thắng²

Trường Đại học Mở-Địa chất

TÓM TẮT

Dự báo độ thấm của bê tông cốt thép khi chịu tác dụng của tải trọng có vai trò quan trọng trong việc đánh giá độ bền của kết cấu, đặc biệt khi kết cấu này chịu tải trọng lớn. Mô hình lưới rời rạc (lattice model) đề xuất cho phép mô phỏng tốt sự hình thành và phát triển các vi khe nứt, tính chất không đồng nhất cũng như ảnh hưởng của hệ số phá hủy đến sự vận chuyển nước trong bê tông. Trong khuôn khổ bài báo này, tác giả sử dụng mô hình lưới để mô phỏng ảnh hưởng của vi khe nứt đến độ thấm của cấu kiện bê tông cốt thép khi chịu kéo.

Mô hình lưới dựa trên đa giác Voronoi và tam giác Delaunay để mô phỏng lần lượt sự vận chuyển nước và ứng xử cơ học của bê tông. Trong mô hình này, bê tông được xem là bão hòa nước và bỏ qua ảnh hưởng của hiện tượng mao dẫn. Mô hình cơ học để mô phỏng ứng xử cơ học là mô hình cơ học phá hủy Mazars và sự tăng độ thấm của bê tông là 1 hàm lập phương của độ mở rộng vết nứt.

Mô hình Thủy-Cơ đề xuất đã chứng minh là 1 công cụ hữu hiệu cho phép đánh giá tính thấm của vật liệu không đồng nhất ở giai đoạn tiền phá hủy.

Từ khóa: Mô hình lưới; độ thấm; cơ học phá hủy; ứng xử Thủy-Cơ

1. Đặt vấn đề

Độ thấm là tính chất đặc trưng của vật liệu rỗng (bê tông, đá...) cho khả năng chất lỏng chảy qua không gian rỗng, dưới ảnh hưởng của chênh lệch áp lực nước hoặc độ ẩm tương đối. Độ thấm của bê tông có mối quan hệ chặt chẽ với tuổi thọ của nó (độ thấm càng lớn, tuổi thọ càng lớn).

Độ thấm của bê tông chịu ảnh hưởng của nhiều thông số đặc trưng của môi trường rỗng như: độ rỗng, sự phức tạp, sự kết nối của hệ thống lỗ rỗng hay vi vết nứt. Thông số này cũng rất quan trọng trong việc xác định khả năng truyền chất trong bê tông (ion clo đối với bê tông trong môi trường biển). Khi ứng suất trong bê tông vượt qua ứng suất cho phép, nứt xuất hiện và phát triển trong bê tông, hệ thống nứt này sẽ liên kết với nhau và liên kết với hệ thống lỗ rỗng, dễ dàng cho chất lỏng di chuyển, càng nhiều vết nứt, độ thấm càng tăng. Phụ thuộc và cường độ cũng như bản chất của tải trọng mà độ thấm của bê tông có thể tăng hoặc giảm.

Việc xác định độ thấm trong cấu kiện bê tông khi chịu tải là chủ đề được giới nghiên cứu khoa học về xây dựng rất quan tâm, đặc biệt trong công tác đánh giá, dự báo tính ổn định và bền vững của các công trình xây dựng. Nứt xuất hiện trong bê tông sẽ dẫn đến giảm khả năng mang tải, tăng độ thấm... Trong trường hợp kết cấu bê tông trong môi trường có tính xâm thực như môi trường biển, bê tông có độ thấm lớn có thể dẫn đến tăng tốc độ gỉ của cốt thép dẫn đến phá hủy kết cấu.

Nhiều nghiên cứu thực nghiệm chỉ ra mối quan hệ giữa độ mở rộng vết nứt và độ thấm của bê tông (Desmettre and Charron, 2011; Gérard et al., 1996; Gilles Pijaudier-Cabot et al., 2009). Trong những thí nghiệm này, độ thấm được đo ở mỗi cấp tải trọng hoặc độ mở rộng vết nứt khác nhau, kết quả cũng chỉ ra rằng, khi ứng suất trong bê tông còn nhỏ và trung bình, độ thấm của bê tông tăng chậm, sau đó tăng nhanh khi tải trọng tác dụng gần với tải trọng gây phá hủy. Rõ ràng độ thấm của bê tông phụ thuộc vào sự hình thành và phát triển nứt của bê tông.

Một số mô hình toán được đề xuất dự báo sự thay đổi độ thấm của kết cấu khi chịu tải trọng, hầu hết các mô hình này dựa trên lý thuyết cơ học môi trường rỗng của Biot (Coussy O, 1995), trong đó tương tác giữa cơ học và thủy học được xem xét thông qua hệ số biot. Phương pháp tiếp cận này sau đó trở nên phổ biến trong nghiên cứu tính bền vững và được phát triển cho cơ học phá hủy, mô phỏng sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn (Benoît Bary et al., 2000; Chatzigeorgiou et al., 2005). Tuy nhiên, việc mô phỏng số sự phát triển của vết nứt trong phương pháp phần tử hữu hạn truyền thống gặp nhiều khó khăn khi xem xét tính chất không đồng nhất, không ổn định do kết quả phụ thuộc vào kích thước phần tử và tính cục bộ của vết nứt có thể dẫn đến tính không hội tụ của thuật toán (ứng suất ở đáy vết nứt tiến đến vô cùng).

* Tác giả liên hệ: Email: Phamductho@humg.edu.vn

* Tác giả liên hệ

Email: phamductho@humg.edu.vn

Mô hình lưới lattice được xem là công cụ hiệu quả trong việc mô phỏng sự hình thành và phát triển nứt của vật liệu bê tông ((Bolander Jr. and Saito, 1998; Grassl, 2009; Jan Kozicki and Jacek Tejchman, n.d.; Schlangen and Mier, 1992). Trong mô hình này vật liệu nghiên cứu được rời rạc hóa thành các phần tử dạng dầm (truyền lực pháp tuyến, lực cắt và mô men uốn) hoặc dạng thanh (chỉ truyền lực pháp tuyến) dựa trên sơ đồ Voronoi (Voronoi, 1908). Để đảm bảo tính không đồng nhất, các tính chất cơ học (Mô đun đàn hồi E, cường độ chịu kéo f_t , nén f_c , năng lượng phá hủy G_f ...) được đưa vào 1 cách ngẫu nhiên. Quá trình phát triển nứt được mô phỏng bằng cách giảm các tính chất cơ học hoặc loại bỏ các phần tử khi ứng suất trong các phần tử này vượt qua khả năng chịu lực.

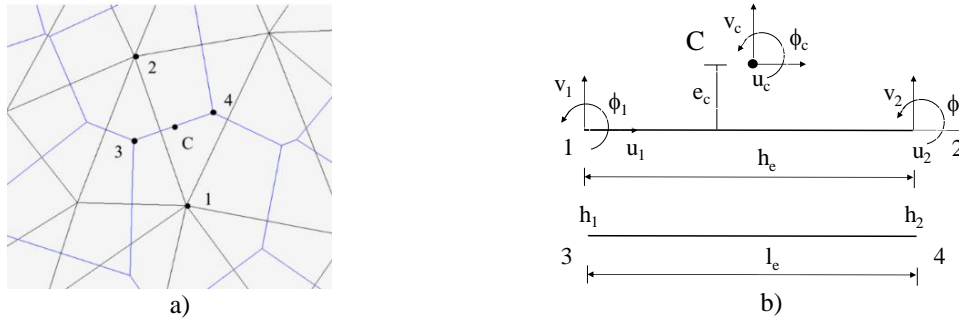
Trong bài báo này, tác giả nghiên cứu sự thay đổi độ thấm của kết cấu bê tông cốt thép chịu kéo bằng mô hình 2D ứng suất phẳng. Kết quả mô phỏng được so sánh với kết quả thí nghiệm đo được bởi (Desmettre and Charron, 2011).

2. Cơ sở lý thuyết và phương pháp nghiên cứu

Mô hình lưới thủy-cơ được mô phỏng bởi 2 hệ thống các cạnh tam giác Delaunay và sơ đồ Voronoi (Voronoi, 1908). Hệ thống các phần tử truyền nước được đặt trên các cạnh của sơ đồ Voronoi trong khi đó các phần tử cơ học rời rạc hóa thành các phần tử dạng dầm (truyền lực pháp tuyến, lực cắt và mô men uốn) hoặc dạng thanh (chỉ truyền lực dọc) được đặt trên các cạnh tam giác Delaunay (Hình 1a).

2.1. Mô hình lưới cơ học

Các phần tử cơ học được đặt trên các cạnh của đa giác Voronoi có chiều dài l . Mỗi điểm có 3 bậc tự do, gồm có hai chuyển vị u và v , và góc xoay ϕ . Những chuyển vị và góc quay này cho phép xác định bước nhảy tại trung điểm C của phần tử mặt cắt ngang trung tuyến (Hình 3)



Hình 1. a) Sơ đồ Voronoi và Tam giác Delaunay; b) Phần tử cơ học

Tại trung điểm C của mặt cắt ngang, chuyển vị không liên tục được xác định như sau:

$$u_c = B u_e \quad (1)$$

Trong đó:

$$u_e = \{u_1, v_1, \phi_1, u_2, v_2, \phi_2\}^T; u_c = \{u_c, v_c, \phi_c\}^T \quad (2)$$

$$B = \begin{bmatrix} -\cos \alpha & -\sin \alpha & -e & \cos \alpha & \sin \alpha & e \\ \sin \alpha & -\cos \alpha & -h/2 & \cos \alpha & \sin \alpha & -h/2 \\ 0 & 0 & \sqrt{I/A} & 0 & 0 & -\sqrt{I/A} \end{bmatrix} \quad (3)$$

h - là chiều dài của phần tử,

e - là độ lệch tâm.

Diện tích mặt cắt ngang được xác định bởi $A = l \times t$, l là chiều dài của mặt cắt giữa, t là chiều dày ngoài mặt phẳng mô phỏng, và I là mô men quán tính $I = l^3 t / 12$.

Chuyển vị u_c được thay thế bằng biến dạng $\varepsilon = u_c / h = (\varepsilon_n, \varepsilon_s, \varepsilon_\phi)$, ở đây h là chiều dài của phần tử lưới. Ma trận độ cứng của phần tử lưới được xác định bởi:

$$K = \frac{A}{h} B^T D_e B \quad (4)$$

Với D_e - là ma trận độ cứng đàn hồi.

Trong trường hợp mô hình phá hủy đẳng hướng, mối quan hệ giữa biến dạng và ứng suất được xác định bởi [Grassl, 2009]. Sự phát triển của phá hủy được kiểm soát bởi đường biểu diễn ứng suất- độ mở rộng vết nứt, chính vì vậy mà ứng xử cơ học không phụ thuộc vào chiều dài của phần tử lưới lattice. Mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng được biểu diễn như sau:

$$\sigma = (1 - \omega) D_e \varepsilon = (1 - \omega) \bar{\sigma} \quad (5)$$

Ở đây ω là hệ số phá hủy, $\bar{\sigma} = (\bar{\sigma}_n, \bar{\sigma}_s, \bar{\sigma}_\phi)^T$ và ma trận độ cứng đàn hồi D_e được xác định như sau:

$$D_e = \begin{bmatrix} E & 0 & 0 \\ 0 & \gamma E & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix} \quad (6)$$

Trong đó E và γ là các thông số của mô hình, kiểm soát mô đun Young và hệ số Poisson của vật liệu. Trong trường hợp ứng suất phẳng, và lưới lattice đều, hệ số Poisson ν được xác định như sau:

$$\nu = \frac{1-\gamma}{3+\gamma} \quad (7)$$

Biến phá hủy của vật liệu ω là hàm số của biến lịch sử κ , được xác định bởi hàm tải trọng:

$$f(\varepsilon, \kappa) = \varepsilon_{eq}(\varepsilon) - \kappa \quad (8)$$

Biến dạng tương đương ε_{eq} được xác định:

$$\varepsilon_{eq}(\varepsilon_s, \varepsilon_n) = \frac{1}{2} \varepsilon_0 (1-c) + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \varepsilon_0 (c-1) + \varepsilon_n\right)^2 + \frac{c \lambda^2 \varepsilon_s^2}{q^2}} \quad (9)$$

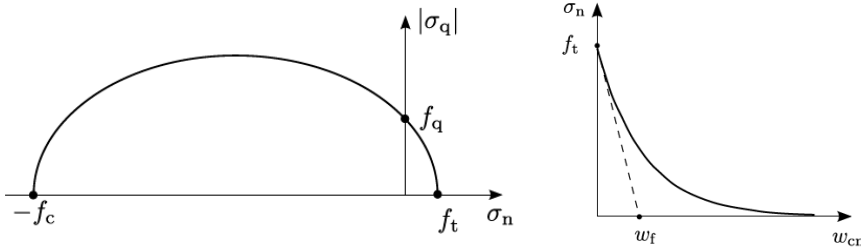
Trong đó ε_0 , c và q là những thông số của mô hình, những thông số này liên quan trực tiếp đến cường độ và độ cứng của các phần tử lưới. Theo (Grassl and Jirasek, 2010), biến dạng tương đương chỉ phụ thuộc vào hai thành phần biến dạng pháp tuyến và biến dạng trượt ε_n and ε_s .

Trường hợp chịu kéo thuần túy:

$$f_t = E \varepsilon_0 \quad (10)$$

Đường cong giảm yếu ứng suất-biến dạng, trong trường hợp kéo thuần túy:

$$\sigma_n = f_t \exp\left(-\frac{\omega_{cn}}{\omega_f}\right) \quad (11)$$



Hình 2. (a) Đường bao elip ứng suất (b) Đường cong ứng suất-độ mở rộng vết nứt

Trường hợp cắt thuần túy:

$$f_q = q f_t \quad (12)$$

Trường hợp nén thuần túy:

$$f_c = c f_t \quad (13)$$

2.2. Mô hình lưới thủy học

Phần tử dùng để mô phỏng chất lỏng chảy trong bê tông được mô phỏng là phần tử nằm dọc trên các đa giác Voronoi. Phương trình miêu tả chảy của chất lỏng, trong trường hợp 1 chiều, đối với mỗi phần tử được xác định như sau :

$$\alpha_e P_c + C_e \frac{\partial P_c}{\partial t} = f \quad (14)$$

Trong đó α_e hệ số dẫn, $\alpha_e = \frac{h}{l} \alpha \begin{pmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{pmatrix}$; $C_e = \frac{hl}{12} c \begin{pmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{pmatrix}$;

Áp suất mao dẫn p_c phụ thuộc vào độ bão hòa.

Dung lượng $c = -\rho \frac{\partial \theta}{\partial P_c}$, trong đó θ là lượng nước, được tính từ mô hình Vogel [Vogel et al, 2000]:

$$\theta = S_l(\theta_s - \theta_r) + \theta_r$$

Trong đó θ_s là lượng nước khi bão hòa nước, tương ứng với trường hợp $S_l=1$, θ_r là lượng nước thường xuyên trong bê tông.

Để mô phỏng số, ta xem độ thấm của bê tông bao gồm 2 thành phần, thành phần của bê tông ban đầu (khi chưa hình thành nứt, nguyên trạng) và thành phần tăng thêm do nứt (gây ra bởi tải trọng, nhiệt độ, co ngót...).

$$k = k_0 + k_c(h) \quad (15)$$

Trong đó k_0 là độ thấm của vật liệu khi chưa bị phá hủy, và $k_c(h)$ là độ thấm tăng thêm do qua trình hình thành và phát triển nứt (phụ thuộc vào độ mở rộng vết nứt).

Trong trường hợp ta tính đến tính khúc khuỷu của khe nứt, $k_c(h) = \xi \frac{\tilde{\omega}_c^3}{12h}$. Độ thấm của bê tông khi đó được viết lại như sau :

$$k = k_0 + k_c(h) = k_0 + \xi \frac{\tilde{\omega}_c^3}{12h} \quad (16)$$

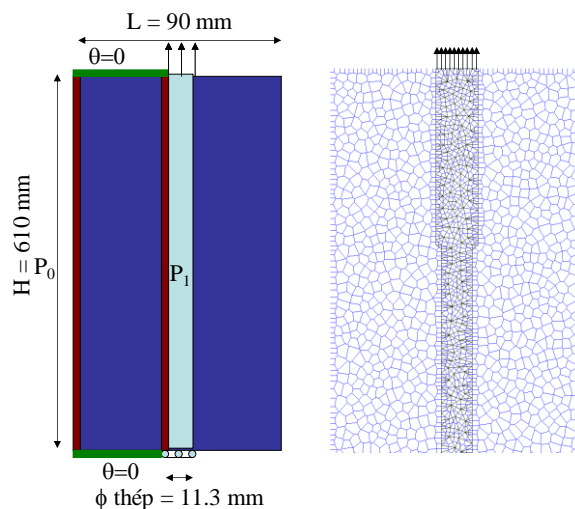
Trong đó ξ tính khúc khuỷu của khe nứt, $\tilde{\omega}_c$ là độ mở rộng vết nứt tương đương.

2.3. Chia lưới và điều kiện biên

Thí nghiệm sự thay đổi độ thấm theo tải trọng thí nghiệm kéo thép (Desmettre and Charron, 2011) được mô phỏng bằng bài toán 2D ứng suất phẳng với các điều kiện tương đương. Chiều cao của mẫu là 610 mm và chiều rộng là 90 mm tương tự như thí nghiệm. Chiều rộng của thanh thép mô phỏng được chọn tương tự như đường kính của thanh thép trong thí nghiệm $\phi = 11.3$ mm, tuy nhiên để đảm bảo cùng diện tích thép, chiều dày 2 đầu thép lớn hơn chiều dày thép trong bê tông. Hình học và các điều kiện biên được giới thiệu trong Hình 3. Thanh thép trong bê tông được kéo với tốc độ 0.05mm/phút đến khi chuyển vị đạt được $\Delta = 1$ mm. Bảng 1 đưa ra các thông số của mô hình cơ học và thủy học được sử dụng để mô phỏng.

Bảng 1. Các thông số của mô hình dùng cho phân tích sự thay đổi độ thấm

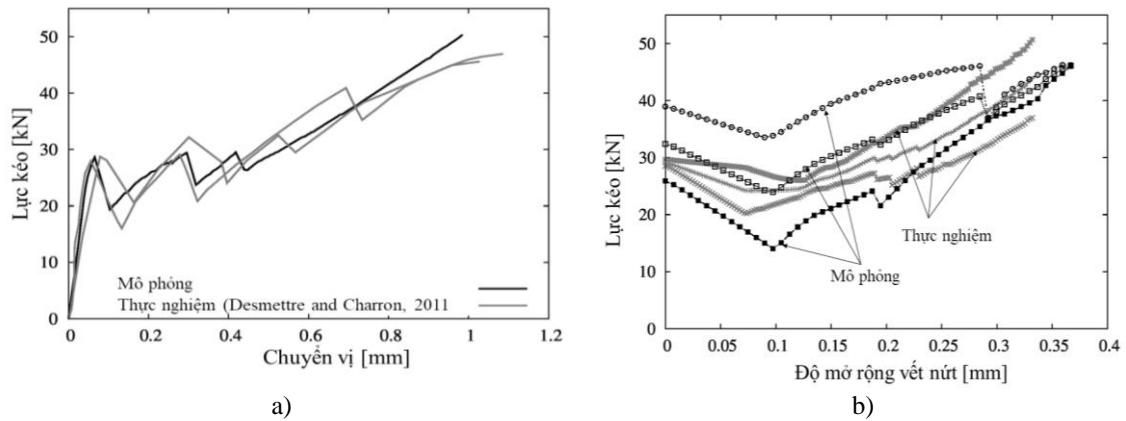
Các thông số	Thực nghiệm (Desmettre and Charron, 2011)	Mô phỏng
E (MPa)	32	34
f_t (MPa)	2.8	3.0
c	--	10
q	--	2
γ	--	0.33
G_f	--	50 N/m
k_{ini}	2.10^{-10} m/s	2.10^{-10} m/s
b	--	0.6



Hình 3. Hình học, chia lưới và điều kiện biên

3. Kết quả, phân tích kết quả, thảo luận

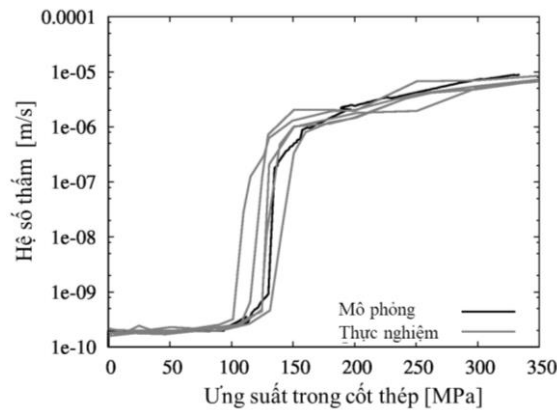
Kết quả mô phỏng sử dụng được so sánh với kết quả thực nghiệm được thực hiện bởi (Desmettre and Charron, 2011). Mối quan hệ giữa lực và chuyển vị được biểu diễn trong Hình 4a. Mô phỏng có thể cho ra 3 bước nhảy tương ứng với tải trọng 29 kN, 29.3 kN và 29.8kN, các bước nhảy này tương ứng với mỗi vết nứt được hình thành. So sánh với thực nghiệm cho thấy mô hình lưới có khả năng mô phỏng tốt ứng xử cơ học của cấu kiện bê tông chịu kéo thép.



Hình 4. a) Tải trọng – chuyển vị; b) Tải trọng – độ mở rộng vết nứt

Độ mở rộng vết nứt được tính thông qua chuyển vị tương đối của 2 đầu khe nứt, độ mở rộng này phụ thuộc vào tải trọng tác dụng và được thể hiện trong Hình 4b. Kết quả mô phỏng cũng đưa ra được sự phụ thuộc của độ mở rộng vết nứt theo tải trọng tác dụng.

Cuối cùng, Hình 5 giới thiệu đường cong độ thấm và ứng suất trong cốt thép. Có thể quan sát thấy, khi ứng suất còn bé, từ 50 – 100 MPa, độ thấm tăng nhẹ, tương ứng với sự hình thành vi vết nứt, sau đó ứng suất tăng từ 100 đến 150 MPa, độ thấm tăng nhanh tương ứng với sự lan truyền nứt và xuất hiện các vết nứt lớn. Giai đoạn còn lại, vật liệu gần như bị phá hủy, các vết nứt lớn xuất hiện khắp nơi, trong giai đoạn này độ thấm tiếp tục tăng nhẹ. Mô hình lưới cho kết quả tốt cả 3 giai đoạn phát triển của độ thấm, điều đó càng khẳng định tính đúng đắn của mô hình và là công cụ mạnh trong việc dự báo tính bền vững của cấu kiện bê tông cốt thép.



Hình 5. Độ thấm – Tải trọng

4. Kết luận

Trong bài báo, các tác giả đã phát triển phương pháp mô hình lưới Thủy-cơ để mô phỏng thí nghiệm xác định độ thấm của kết cấu bê tông cốt thép khi chịu kéo. Mô hình lưới Thủy-cơ được hợp thành bởi các phần tử rời rạc để mô phỏng sự hình thành và phát triển vết nứt; từ đó có thể xác định được độ thấm của bê tông. Kết quả mô phỏng theo phương pháp trên đây cho thấy:

- Trong quá trình kéo thép trong kết cấu, mô hình có thể cho ra được 3 bước nhảy, tương ứng với sự xuất hiện của 3 vết nứt;
- Mô hình đã đề xuất mô phỏng tốt 3 giai đoạn của quá trình hình thành và phát triển vết nứt, từ đó xác định 3 giai đoạn phát triển của độ thấm;

- Quan hệ giữa hệ số thấm và độ mở rộng vết nứt được diễn tả bởi một hàm bậc 3 và cho thấy sự phù hợp với kết quả thực nghiệm theo mô phỏng trên đây.

Mô hình lưới Thủy-Cơ cho kết quả gần sát với kết quả thí nghiệm, chứng tỏ tính đúng đắn của mô hình này. Đây là cơ sở xây dựng công cụ số hữu hiệu trong việc dự báo tuổi thọ của công trình bê tông cốt thép.

Tài liệu tham khảo

Benoît Bary; Jean-Pierre Bournazel; Eric Bourdarot, 2000. Poro-Damage Approach Applied to Hydro-Fracture Analysis of Concrete. *J. Eng. Mech.* 126, 937–943.

Bolander Jr; J.E., Saito S., 1998. Fracture analyses using spring networks with random geometry. *Eng. Fract. Mech.* 61, 569–591.

Chatzigeorgiou G.; Picandet, V; Khelidj A; Pijaudier-Cabot G, 2005. Coupling between progressive damage and permeability of concrete: analysis with a discrete model. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.* 29, 1005–1018.

Coussy O, 1995. *Mechanics of Porous Continua.* Wiley Interscience, New York.

Desmettre C; Charron J.-P, 2012. Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading. *Cem. Concr. Res.* 42, 945–952.

Desmettre C; Charron J.-P, 2011. Novel water permeability device for reinforced concrete under load. *Mater. Struct.* 44, 1713–1723.

Grassl, P., 2009. A new lattice approach to model diffusion in fractured media. *Cement and Concrete Composites.* Volume 33, pp. 918-924

Jan Kozicki, Jacek Tejchman, n.d. 2D lattice model for fracture in brittle materials. *Hydro-Eng. Environ. Mech.*

Schlangen E; Mier J.G.M. van, 1992. Simple lattice model for numerical simulation of fracture of concrete materials and structures. *Mater. Struct.* 25, 534–542.

Voronoi G., 1908. *Nouvelles applications des paramètres continus à la théorie des formes quadratiques.* Deuxième mémoire. Recherches sur les paralléloèdres primitifs. *J. Für Reine Angew. Math.* 134, 198–287.

ABSTRACT

Hydro-Mechanical coupling for the predicting of Permeability of Reinforced Concrete

Pham Duc Tho^{1,*}, Bui Anh Thang²

¹ *Hanoi University of Mining and Geology*

Predicting the permeability of reinforced concrete is paramount for guaranteeing the desired lifetime of concrete structures. The aim of this work is to model the effect of micro-cracking on the permeability of reinforced concrete members under tension by a lattice model which considers hydro-damage couplings. The hydro-damage lattice model is based on a dual element network modeling the water transport and the mechanical response, respectively. The evolution of permeability is chosen to be proportional to the cube of the crack width. The experimental results on the tension stiffening behavior of reinforced concrete concrete is then modeled under saturated conditions. The hydro-damage lattice model has shown to be a simplified and powerful tool for assessing the crack widths and their effect on the permeability, which is key for guaranteeing the desired structural lifetime.

Keyword: lattice model, permeability, fracture mechanic, coupling hydro-mechanical

Application of controlled low strength materials (CLSM) in highway construction: experimental and numerical analysis

Thu Thi Do², Ngoc-Anh Do¹, Young-sang Kim², Hyeong-Ki Kim³, Tan Manh Do^{1,*}

¹ Hanoi University of Mining and Geology, Hanoi, Vietnam.

² Chonnam National University, Yeosu, South Korea.

³ Chosun University, Gwangju, South Korea.

ABSTRACT

The aim of this study is to evaluate the feasibility of controlled low strength material (CLSM) production using byproducts (e.g., ponded ash and mine tailings) for highway construction applications (e.g., backfill, utility bedding, void fill) by experimental and numerical analysis. In the experimental program, ponded ash and mine tailings were employed as filler and fine aggregates, respectively, to produce CLSM. The flowability and density of fresh CLSM mixtures were measured first; afterward, they were tested for settlement and compressive strength. As a result, the high-workable CLSM incorporating ponded ash and mine tailings satisfied the specifications of ACI 229R. In addition, the positive effects of ponded ash and mine tailings on strength and stability (settlement) of the proposed CLSM mixtures, respectively, were observed. Finally, based on the results from the numerical analysis, the mixtures in the experimental program were back-analyzed to propose the final proportions of CLSM that can be used as backfill material in highway road.

Keywords: CLSM, highway construction, experimental and numerical analysis

1. Introduction

Controlled Low Strength Material (CLSM) has been successfully applied in numerous fields of highway constructions such as backfill, utility bedding, void fill, and bridge approaches (Do et al., 2017; NCHRP Report 597, 2008). CLSM is defined as a self-compacting, cementitious material mainly utilized as a replacement for compacted soil (ACI 229R, 1999). Owing to the characteristics of self-leveling and self-compacting, utilization of CLSM can have the benefit from labor as well as equipment. In addition, various industrial byproducts can be used as components in the production of CLSM. This advantage can significantly contribute to the sustainable development due to a reduction of the demand on landfills (Razak et al., 2009; Do et al., 2016). If future excavation is anticipated, the maximum long-term compressive strength should generally be less than 2.1 MPa (i.e., general fill) (ACI229R, 1999; Do et al., 2015; Kim et al., 2016a). As reported by NCHRP Report 597 (2008), many studies have been performed with the objective of CLSM used as a backfill (Brewer, 1992; Sullivan, 1997), utility and pipe bedding (Adaskaand Krell, 1992), void fill (Gray et al., 1998; Hook and Clem, 1998), and bridge approach applications (Snethen and Benson, 1998) in highway construction. Other applications include using CLSM for structural fill (ACI Committee, 229 1999; Clem et al., 1995; Buss, 1989), and soil stabilization (Green et al., 1998).

In general, CLSM mixtures consist of standard materials such as Portland cement, fly ash, fine aggregate, and water. However, other recycled materials are also accepted and encouraged as long as they are available, cost-effective, and have the required characteristics of the mixture such as flowability, strength, excavatability, and density (ACI 229R, 1999). The ponded ash, a coal ash deposited to a pond, mixed by bottom ash and fly ash together and transported in the form of a slurry and stored in lagoons. The volume of ponded ash produced by thermal power plants is very large compared to fly ash and bottom ash. The disposal of these wastes will be a big challenge in the near future for Korea to decrease the harmful environmental effects (e.g., generation of respirable particulate matter and pollution of soil and water due to leaching of heavy metals).

* Tác giả liên hệ

Email: domanhtan@khoaxaydung.edu.vn

While the mine tailings, mineral residues after extracting the target elements from ores, were also prevented to be applied in structural concrete because of their particle size (Thomas et al., 2013). Since the mine tailings, in general, having similar particle size gradation with cement tended to block the interconnection of hydration products, this led the decrease in strength of the concrete (Choi et al., 2009). However, for the case of CLSM, since the required performance was not so much high, it could be, therefore, utilized without difficulties.

The main purpose of this study is to evaluate the feasibility of the proposed CSLM made with ponded ash and mine tailings for its utilization target in highway construction applications (e.g., backfill, utility bedding, and void fill) throughout both experimental and numerical analysis.

2. Experimental program

2.1. Materials and proportions

In this study, ponded ash originating from a thermal power plant in Jeolla Province (South Korea) was used as a fine aggregate in the production of CLSM. For an experimental program, ponded ash was first dried in an oven at the temperature of 105°C until constant weight was attained and then passed through a 4.75-mm size sieve to eliminate unnecessary large particles and approach the particle size of natural fine aggregates. The physical properties of ponded ash are specific gravity (2.15), water absorption (4.65%), and fineness modulus (3.48). The particle size distribution curve of ponded ash is shown in Fig. 1.

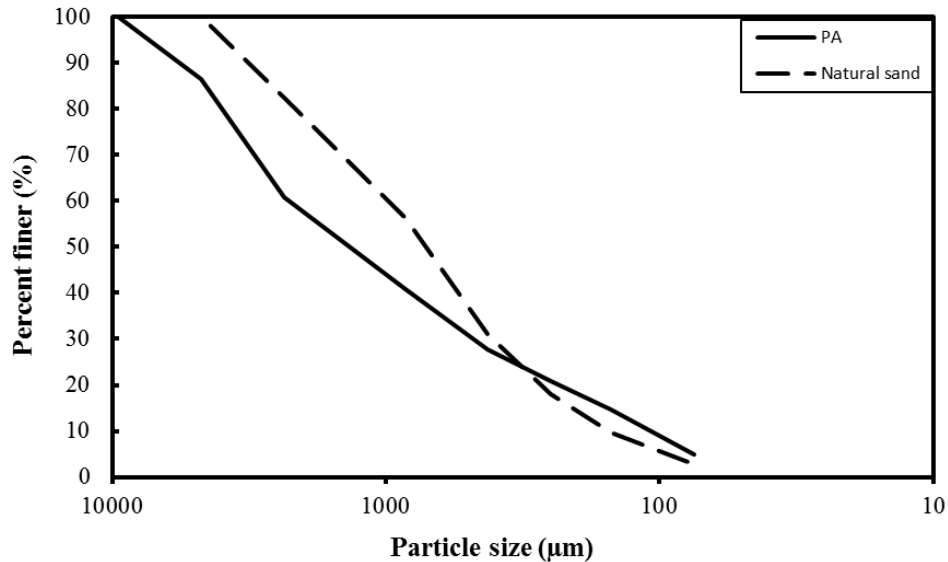


Fig. 1 Particle size of particles of ponded ash compared with natural sand

The mine tailings were collected from a tailing dam of Sun-shin mining site, a gold mine located at Jollanamdo province of South Korea. Due to crystals of biotite and muscovite, which tend to be broken into thin plates, the particle of the tailings has a platelet shape. The particle size of the tailings was smaller than that of cement. In the CLSM production, mine tailings and ponded ash were employed as filler and fine aggregates, respectively. Finally, Ordinary Type I Portland cement conforming to ASTM C150 was employed.

For the experimental program, in order to reach the desirable flowability (210 ± 10 mm), the ratios of water to cement (w/c) and water to solid (w/s) were controlled to range from 4.55 to 5.95 and 0.32 to 0.44, respectively. The weight ration of mine tailings was kept the same as 1.0 for every mix code. All mixtures were tested for flowability, fresh density, settlement, and unconfined compressive strength. In this study, a 150×75 mm cylinder mold was prepared for flowability test (ACI 229R, 1999). At first, the mold was lifted up vertically and slowly after being filled with CLSM and then the diameters of spread were measured. For compressive strength tests, 55×110 mm cylindrical specimens were molded in cylinder molds before they were de-molded and soaked into the water until the certain curing ages of 7 days, 28 days and 91 days (ASTM D4832).

2.2 Experimental results and discussion

As can be seen from Fig. 2, the settlement values in this study were very low as that was lower than 1.0 % except for mixture Mix6. Although the settlement was increased by using ponded ash as a substitute of natural sand, the changed range was insignificant. Only Mix6 series showed relatively higher settlements compared with other series. However, these settlements still conformed to the settlement requirement of general CLSM (i.e., less than 5 % of the settlement was considered as stable level, (Gabr and Bowders, 2000).

Fig. 3 illustrates the average unconfined compressive strengths for various CLSM mixtures made with ponded ash and mine tailings. There were increments in compressive strength of all CLSM mixtures due to the hydration process of cementitious materials, which gradually completed with curing ages. The 7-day and 28-day strengths varied in ranges of 0.22–0.51 MPa and 0.31–1.18 MPa, respectively. At the age of 91 days, the strengths of all proposed mixtures ranged from 0.53 to 2.38 MPa. Furthermore, it is worth noting that ponded ash notably affected to the strengths of the CLSM mixtures. The strengths of specimens with ponded ash (Mix5 and Mix6 series) were higher about 200-300 % than specimens without ponded ash (Mix1 and Mix2 series). As ponded ash is pozzolanic, it is expected to have contributions to strength development resulting from its presence (especially, 91-day strengths). Therefore, the strengths of the ponded ash based CLSM showed higher values than those of the sand based CLSM.

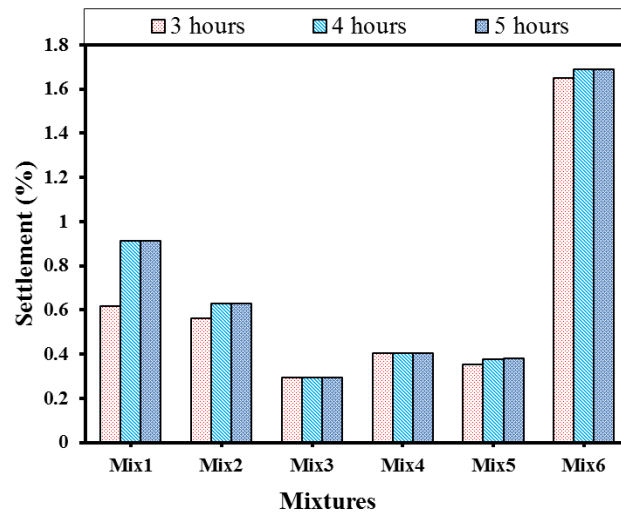


Fig. 2 Settlement of the proposed CLSM mixtures

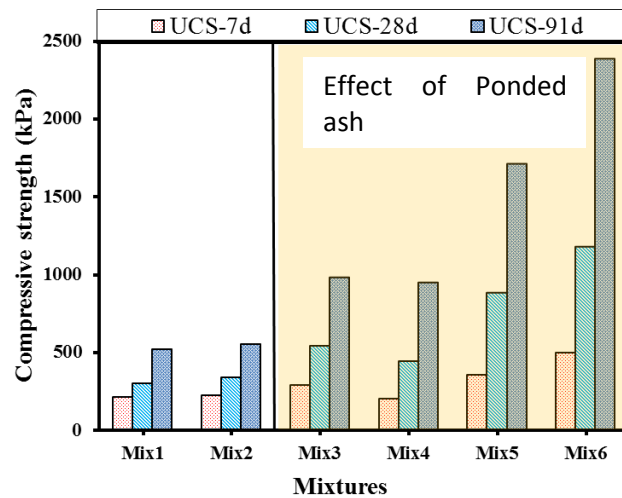


Fig. 3 Unconfined compressive strengths of the proposed CLSM

3. Numerical analysis

3.1 Modeling the proposed CLSM in highway construction

In the current study, the finite difference analysis package FLAC 3D was used in the numerical analyses to simulate the proposed CLSM used as a backfill material of the trenches in highway road and analyze the effects of surrounding soil conditions, mix proportions on the stress and deformation of this material. Five governing materials, tentatively named asphalt, sub-base, CLSM, pipe, and surrounding soils were employed in the FLAC 3D numerical simulation (Fig. 4). A total of 126672 zones and 136525 grid points were automatically generated in the finite difference grid. The bottom of the grid and the lateral boundaries were fixed. A relatively fine mesh was used near the CLSM–pile interface because large shear strain variations were expected and the mesh became coarser with a ratio of 1.2 further away from the CLSM material. The different surrounding ground conditions and various types of CLSM were analyzed using the finite difference program FLAC 3D. A model dimension of finite difference meshes extending to a depth of 3.0 m below the ground surface and laterally to a distance of 3.0 m from the pile centerline was applied for all case studies with only differences from soil stratum and CLSM types. The traffic load of 130 kN (200 mm tread) was applied on the surface of the asphalt layer considering the safety factor of 1.4 (i.e., considering the critical case of the maximum vehicle weight of the truck in Korea) (Lee., 2009).

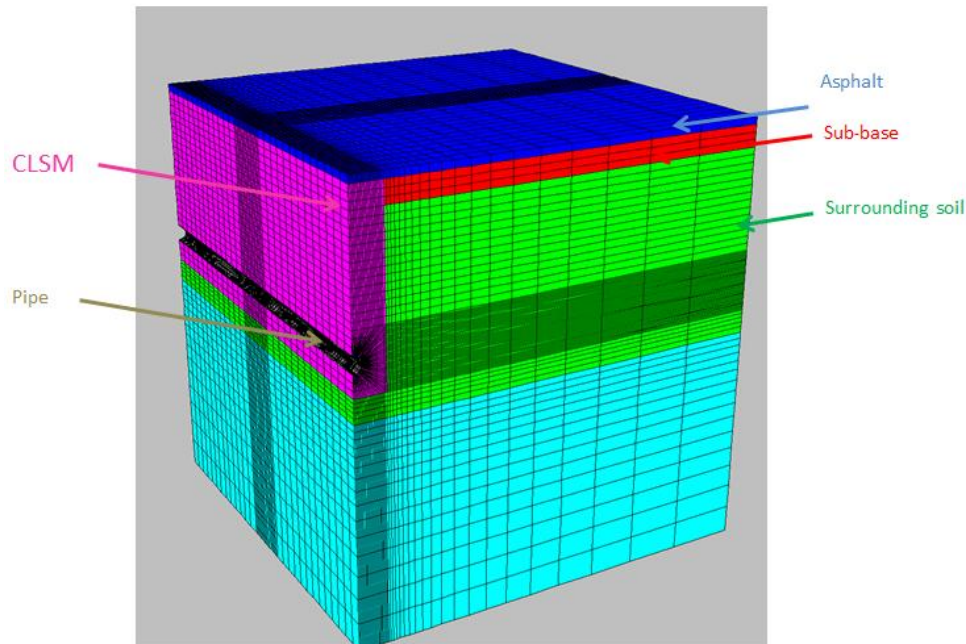


Fig. 4 3D finite difference grid used in the analyses FLAC 3D

3.2 Numerical results and discussion

Fig. 5 presents the compressive strength (a) and displacement (b) of various CLSMs with different surrounding soil conditions. As a result, when the surrounding soil condition is relatively weak ($E_{\text{soil}}=50$ MPa), the maximum compressive stress in CLSM showed a high value of 840.71 kPa whereas the value of displacement was only 2.3 mm, expectedly (i.e., it is much smaller than the settlement requirements of 1 inch or less (Lingwall, 2013)). As the surrounding soil condition is improved (i.e., an increase in young modulus from 50 MPa to 250 MPa), there were reductions in both maximum compressive stress (2.3 %) and displacement (26 %). This is due to a reduction of traffic load acted on CLSM since a partial traffic load is transferred directly into the hard soil layers and eventually lead to the decrease in stress and displacement in CLSM. Note that, the effect of surrounding soils on displacement is more pronounced than that on compressive stress.

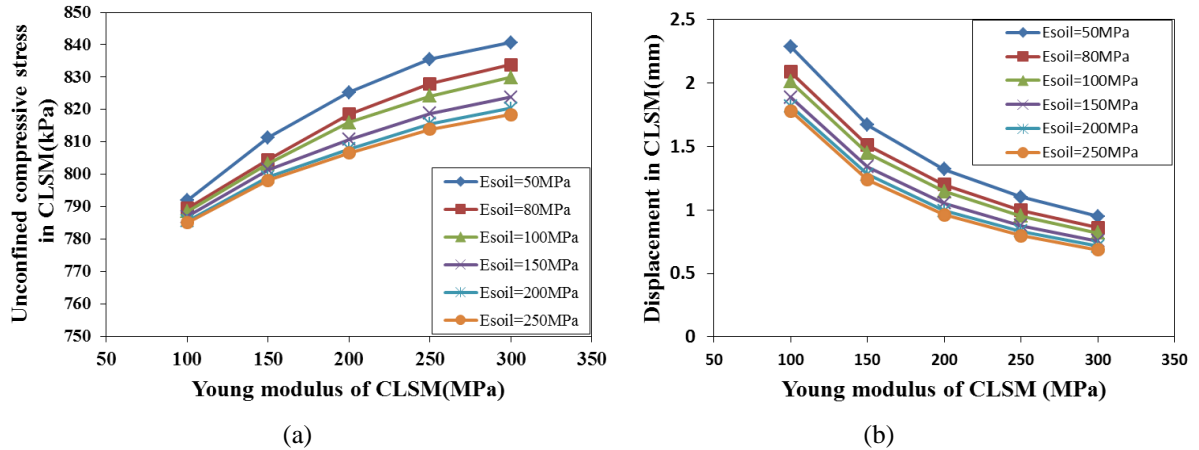


Fig. 5 Compressive strength (a) and displacement (b) of various CLSMs with different surrounding soil conditions

Finally, based on the numerical analysis, it is worth noting that the proposed CLSM mixtures, which have the long-term strength larger than 840.71 kPa (i.e., the maximum value of compressive stress in CLSM by numerical analysis), can be used as a backfill material in highway road. In other words, the ponded ash based CLSM mixtures (Mix3, Mix4, Mix5, and Mix6) in the above experimental program conformed to the requirement of strength. However, the strength of sand based CLSM mixtures (Mix1, Mix2) was lower than the abovementioned requirement and therefore an increase of cement content in the proportion is needed.

4. Conclusions

In this study, experimental and numerical studies were conducted to evaluate the feasibility of controlled low strength material (CLSM) production using by-products (e.g., ponded ash and mine tailings) for highway construction applications (e.g., backfill, utility bedding, void fill). The following conclusions were drawn:

1. In the experimental program, the high-workable CLSM incorporating the tailings and ponded ash satisfied the standard guideline specified in the ACI 229R. In addition, the positive effects of ponded ash and mine tailings on strength and stability (settlement) the proposed CLSM mixtures, respectively, were observed (i.e., ponded ash can improve strengths whereas mine tailings help in reducing settlement).
2. In the numerical analysis, it was found the increases in compressive stress, but decreases in displacement with the growth of the CLSM modulus, regardless of surrounding soil conditions. Moreover, as the surrounding soil condition is improved, there were reductions in both maximum compressive stress and displacement. The total maximum compressive stress and displacement were observed from numerical analysis.
3. Finally, based on the results from the numerical analysis, the mixtures in the experimental program were back-analyzed to propose the final proportions of CLSM. As a result, ponded ash based CLSM is more suitable than sand based CLSM for the target applications of this study.

References

- ACI Committee 229 (1999). Controlled Low Strength Materials (ACI 229R-99), *American Concrete Institute*, Farmington Hill, MI, USA.
- Adaska, W. S. and Krell, W. C. (1992). Bibliography on controlled low strength materials. *ACI Concrete International*, Vol. 14, No. 10, pp. 42-43.
- Brewer, W. E. (1992). *The design and construction of small span bridges and culvert using Controlled Low Strength Material (CLSM)*. FHWA/OH-93/014, Ohio Department of Transportation, Columbus, OH, 129 p.
- Do, T. M. and Kim, Y. S. (2016). Engineering properties of Controlled Low Strength Material (CLSM) incorporating red mud. *International Journal of Geo-Engineering*, Vol. 7, No. 7, pp. 07-34.

Do, T. M., Kim, Y. S., and Ryu B. C. (2015). Improvement of engineering properties of pond ash based CLSM with cementless binder and artificial aggregates made of bauxite residue. *International Journal of Geo-Engineering*, Vol. 6, No. 8, pp. 08-18.

Do, T.M., Kim, Y.S and Dang, M.Q (2017). Influence of curing conditions on engineering properties of controlled low strength material made with cementless binder. *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol.21, 2017, pp. 1774-1782.

Gray, D. D., Reddy, T. P., Black, D. C., and Ziemkiewicz, P. F. (1998). Filling abandoned mines with fluidized bed combustion ash Grout. *In the Design and Application of Controlled Low-Strength Materials (Flowable Fill)*, ASTM STP 1331 A. K. Howard and J. L. Hitch (Eds.). American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA, pp. 180-193.

Hook, W. and Clem, D. A. (1998). Innovative uses of CLSM in Colorado. *The Design and Application of Controlled Low-Strength Materials (Flowable Fill)*, ASTM STP 1331, A. K. Howard and J. L. Hitch (Eds.). American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA, pp. 137-150.

Kim, Y. S., Do, T. M., Kim, H. K., & Kang, G. (2016a). Utilization of excavated soil in coal ash-based controlled low strength material (CLSM). *Construction and Building Materials*, 124, 598-605.

Kim, H. K., Kim, Y. S., Do, T. M., Kim, M. J, and Kim, B. J. (2016b). *Development of an appropriate technology for energy-saving residential and geothermal systems*. Provincial Reports (in Korean).

Lee, J.M. (2009), Understanding of DB-load, *Professional Eng.* 42, 1-5.

Lingwall, B.N. (2013). Settlement of Large Embankment Construction Adjacent to a Buried Gas Pipeline - A Case History in Settlement Mitigation Using Lightweight Fill. *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*.

NCHRP Report 597 (2008). *Development of a recommended practice for use of controlled low-strength material in highway construction*. Washington, D. C.

Razak, H. A., Naganathan, S., and Hamid, S. N. (2009). Performance appraisal of industrial waste incineration bottom ash as controlled low-strength material. *Hazardous Materials*, Vol. 172, Nos. 2-3, pp. 862-867.

Snethen, D. R. and Benson, J. M. (1998). Construction of CLSM approach embankment to minimize the bump at the end of the bridge. *In The Design and Application of Controlled Low-Strength Materials (Flowable Fill)*, ASTM STP 1331 A. K. Howard and J. L. Hitch (Eds.). American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA, pp. 165-179.

Snethen, D. R. and Benson, J. M. (1998). Construction of CLSM approach embankment to minimize the bump at the end of the bridge. *In The Design and Application of Controlled Low-Strength Materials (Flowable Fill)*, ASTM STP 1331 A. K. Howard and J. L. Hitch (Eds.)

Sullivan, R. W. (1997). Boston harbor tunnel project utilizes CLSM. *ACI Concrete International*, Vol. 19, No. 5, pp. 40-43.